FORUM UMWELTTECHNIK UND WASSERBAU
BAND 34

Adrian Lindermuth

Beitrag zum Abflussverhalten seitlich angeströmter Wehranlagen an alpinen Flüssen

Am Beispiel gesteuerter Einlaufbauwerke von Hochwasserrückhaltebecken im Nebenschluss

innsbruck university press

SERIES

Forum Umwelttechnik und Wasserbau: vol. 34

Series Editors: Markus Aufleger, Anke Bockreis, Wolfgang Rauch

innsbruck university press

universität innsbruck

Adrian Lindermuth

Beitrag zum Abflussverhalten seitlich angeströmter Wehranlagen an alpinen Flüssen

Am Beispiel gesteuerter Einlaufbauwerke von Hochwasserrückhaltebecken im Nebenschluss

Adrian Lindermuth
Institut für Infrastruktur, Arbeitsbereich Wasserbau
Dissertation, Fakultät für Technische Wissenschaften, Universität Innsbruck

Betreuer / Erstbegutachter:
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Markus Aufleger
Institut für Infrastruktur, Arbeitsbereich Wasserbau, Universität Innsbruck

Zweitbegutachter:
PD Dr.-Ing. habil. Arnd Hartlieb
Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität München

Die Dissertation wurde im Februar 2021 an der Fakultät für Technische Wissenschaften der Leopold-Franzens-Universität Innsbruck eingereicht. Die vorliegende Buchversion unterscheidet sich von der Originalarbeit im Format und geringfügig auch im Text. Alle inhaltlichen Änderungen sind entsprechend ausgewiesen.

Diese Publikation wurde mit finanzieller Unterstützung des Vizerektorats für Forschung der Leopold-Franzens-Universität Innsbruck veröffentlicht.

Universität Innsbruck
1. Auflage

www.uibk.ac.at/iup
ISBN 978-3-99106-093-2

„Es ist nicht notwendig, daß man jedesmal in den Bergen eine Spitze erreiche, man soll auch unterliegen und sich mit dem Erreichbaren bescheiden lernen. Man wird immer noch der Freuden genug mit nach Hause nehmen.“

(Julius Kugy, 1918)

Mein besonderer Dank gilt:

Bernhard Gems

Markus Aufleger

Stefan Achleitner

Arnd Hartlieb

Doris und Siegfried Lindermuth

Marie Kitzmüller

Kurzfassung

Gesteuerte Hochwasserrückhaltebecken im Nebenschluss erweisen sich als geeignete Maßnahme, um anhand einer gezielten Kappung der Abflussspitze die Hochwassergefahr für Unterlieger zu reduzieren. In gegenwärtigen Hochwasserschutzprojekten werden sie daher einerseits im Überlastfall eingesetzt, um eine Überlastung von bestehenden linearen Schutzmaßnahmen zu verhindern, und anderseits mit dem Ziel, die durch die Implementierung von Schutzmaßnahmen verursachte Abflussverschärfung zu kompensieren. Die erforderliche Abflussreduktion erfolgt mittels steuerbaren Einlaufbauwerken, die in der Regel seitlich vom Gerinne im Böschungsbereich angeordnet werden und daher in der Ausführung und Anströmung seitlichen Wehren entsprechen. Vorangegangene Forschungsarbeiten haben gezeigt, dass das komplexe dreidimensionale Strömungsverhalten und der damit verbundene Abflusskoeffizient dieser Wehre von einer Reihe geometrischer und hydraulischer Parameter signifikant beeinflusst werden.

Im Zuge dieser Arbeit wurden drei Forschungsprojekte mit Fokus auf drei geplante Einlaufbauwerke im Tiroler unteren Unterinntal bearbeitet. Das erste Projekt zielte darauf ab, mittels 3d-numerischer Simulationen die Abflusskapazität der drei Bauwerke zu überprüfen und gegebenenfalls die Anlagen zu optimieren. Im Hinblick auf die zukünftige Steuerung dieser Einlaufbauwerke konnten anhand der Simulationsergebnisse der Formbeiwert für jedes einzelne Wehrfeld sowie der Abminderungsbeiwert, der den unvollkommenen Überfall widerspiegelt, bestimmt werden. Die Validierung der numerischen Ergebnisse erfolgte beispielhaft an einem der drei Einlaufbauwerke anhand eines physikalischen Modellversuches (Maßstab 1:35), der im Wasserbaulabor der Universität Innsbruck errichtet wurde. Die Simulationsergebnisse konnten einerseits bestätigt werden, allerdings zeigte sich in weiteren Untersuchungen, dass sich der Formbeiwert durch sukzessives Schließen einzelner Wehrfelder ändert und daher nur für den Zustand „alle vorhandenen Wehrfelder geöffnet“ gilt. Im physikalischen Modell wurde darüber hinaus die Exposition des Einlaufbauwerks bezüglich der Einwirkung von Treibholz analysiert. Die Ergebnisse verdeutlichten die Notwendigkeit einer konstruktiven Maßnahme zur Treibholzabwehr, die im Zuge weiterer Untersuchungen entwickelt und beurteilt wurde. Mit den zuvor ermittelten Abflusskoeffizienten (Form- und Abminderungsbeiwerte) erfolgten im dritten Forschungsprojekt 2d-numerische Simulationen, die darauf abzielten, die Wirkung und Effizienz des geplanten Hochwasserschutzkonzepts für eine Reihe von Hochwasserereignissen zu bewerten und eine zuverlässige Steuerstrategie der Rückhaltebecken abzuleiten.

Die Ergebnisse dieser spezifischen Forschungsprojekte lieferten den Anlass für eine umfassende Parameterstudie des Abflusskoeffizienten an einem standardisierten Gerinneabschnitt mittels 3d-numerischer Simulationen. 20 der rund 250 Modellkonfigurationen wurden zusätzlich in einem physikalischen Modellversuch analysiert und damit die Simulationsergebnisse validiert. Im Anschluss erfolgten Regressionsanalysen womit schließlich Formeln zur Abschätzung des Abflusskoeffizienten definiert werden konnten. Auf Basis von standortspezifischen, geometrischen und hydraulischen Parametern können diese abgeleiteten Formeln nun einerseits für die Dimensionierung von seitlichen Wehranlagen herangezogen werden, andererseits bieten diese die Möglichkeit, im laufenden Betrieb die Anzahl der zu öffnenden Wehrfelder zu bestimmen, um eine geforderte Abflussreduktion (z.B. entsprechend dem Hochwasserschutzkonzept) zu realisieren.

Abstract

Controlled offline flood retention basins have proven to be a suitable measure to reduce the risk of flooding for downstream areas by means of a targeted capping of the peak discharge. In current flood protection projects they are therefore used on the one hand in case of an extreme event to prevent the failure of existing linear protection measures, and on the other hand with the aim of compensating the increased discharge caused by the implementation of protection measures. The required discharge reduction is achieved by means of controllable inlet structures, which are usually arranged laterally from the channel in the slope area and therefore correspond to side weirs in their design and flow direction. Previous studies have shown that the complex three-dimensional flow behavior and the associated discharge coefficient of these weirs are significantly influenced by a number of geometric and hydraulic parameters.

In course of this work three research projects with focus on three planned inlet structures in the Tyrolean Lower Inn Valley were conducted. The first project aimed at evaluating the discharge capacity of the three structures by means of 3d-numerical simulations and, if necessary, to optimize the construction. With regard to future controlling of these inlet structures, the simulation results were used to determine the shape coefficient for each individual weir field and the reduction coefficient representing the submerged flow conditions. The validation of the numerical results was carried out exemplarily at one of the three intake structures by conducting a physical model test (scale 1:35), which was built in the hydraulic engineering laboratory of the University of Innsbruck. The simulation results were confirmed on the one hand, but further investigations showed that the shape coefficient changes due to gradual closure of individual weir fields and therefore only applies if all existing weir fields are open. In the physical model the vulnerability of the intake structure was also analyzed with regards to the impact of driftwood. The results showed the necessity of a constructive measure for driftwood protection, which was developed and evaluated in course of further investigations. With the determined discharge coefficients (shape and reduction coefficients), 2d-numerical simulations were carried out in the third research project. The aim of these simulations was to evaluate the effect and efficiency of the planned flood protection concept for a series of flood events and to derive a reliable control strategy for the retention basins.

The results of these specific research projects led to a comprehensive parameter study of the discharge coefficient at a standardized channel section using 3d-numerical simulations.

In addition, 20 of the approximately 250 model configurations were analyzed in a physical model test, thus validating the simulation results. Finally, regression analyses were carried out to define formulas for estimating the discharge coefficient. Based on site specific, geometric and hydraulic parameters, these derived formulas can now be used for the dimensioning of lateral weirs on the one hand, on the other hand they offer the possibility to determine the number of weir fields to be opened during operation in order to achieve a required discharge reduction (e.g. according to the flood protection concept).

Inhaltsverzeichnis

Abkürzungsverzeichnis

Abkürzung	**Erklärung**
BW	Bauwerk
BHQ	Bemessungshochwasser
BMFLUW	Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft (seit 2020 – Bundesministerium für Landwirtschaft, Regionen und Tourismus)
BFE	Bundesamt für Energie
DWA	Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall
EBW	Einlaufbauwerk
FD	Finite Differenzen
FE	Finite Elemente
FV	Finite Volumen
HQ	Hochwasser
ICE	Institute of Civil Engineering
LfU	Landesamt für Umwelt
ÖWAV	Österreichischer Wasser- und Abfallwirtschaftsverband
PMF	Probable Maximum Flood – vermutlich größtes Hochwasser
RR	Hochwasserrückhalteraum
SHQ	Sicherheitshochwasser
TV	Teilweise Verklausung
UUI	Unteres Unterinntal
VK	Vollständige Verklausung
WF	Wehrfeld
WBFG	Wasserbautenförderungsgesetz
WRG	Wasserrechtsgesetz
WSP	Wasserspiegel

Symbolverzeichnis

Symbol	Einheit	Erklärung
A	[m²]	Benetzte Fläche im Gerinne
a	[m]	Lichte Durchlasshöhe
B	[m]	Breite der Gerinnesohle
B_{WSP}	[m]	Wasserspiegelbreite im Gerinne
b	[m]	Lichte Wehrfeldbreite
b_w	[m]	Wehrkronenbreite
C_b	[-]	Wehrfeldspezifischer Abflusskoeffizient für ein seitlich angeströmtes, breitkroniges Wehrfeld bezogen auf die Fließtiefe im geschlossenen Zustand
$C_{b,m}$	[-]	Gemittelter Abflusskoeffizient für eine seitlich angeströmte, breitkronige Wehranlage mit mehreren Wehrfeldern bezogen auf die Fließtiefe im geschlossenen Zustand
C_d	[-]	Wehrfeldspezifischer Abflusskoeffizient für ein seitlich angeströmtes, breitkroniges Wehrfeld inkl. einem Durchlass bezogen auf die Fließtiefe im geschlossenen Zustand
$C_{d,m}$	[-]	Gemittelter Abflusskoeffizient für eine seitlich angeströmte, breitkronige Wehranlage mit mehreren Wehrfeldern inkl. einem Durchlass bezogen auf die Fließtiefe im geschlossenen Zustand
C_Q	[-]	Theoretischer Abflusskoeffizient
$C_{Q,B}$	[-]	Abflusskoeffizient nach *Du Buat* (1779) für gerade Wehre
$C_{Q,D}$	[-]	Abflusskoeffizient nach *Dominguez* (1999) für seitliche Wehre
$C_{Q,M}$	[-]	Abflusskoeffizient nach *De Marchi* (1934) für seitliche Wehre
$C_{Q,Ma}$	[-]	Abflusskoeffizient nach *May et al.* (2003) für seitliche Wehre
$C_{Q,P}$	[-]	Abflusskoeffizient nach *Poleni* (1717) für gerade Wehre
c_b	[-]	Abminderungsbeiwert für den unvollkommenen Überfall an einem seitlich angeströmten, breitkronigen Wehr

c_d	[-]	Abminderungsbeiwert für den unvollkommenen Überfall an einem seitlich angeströmten, breitkronigen Wehr inkl. einem Durchlass
d	[m]	Durchmesser
E_0	[m]	Spezifische Energiehöhe bezogen auf die Gerinnesohle
E_A	[km²]	Einzugsgebietsfläche
E_w	[m]	Spezifische Energiehöhe bezogen auf die Wehrhöhe
Fr	[-]	*Froude*-Zahl
Fr_o	[-]	*Froude*-Zahl am oberen Ende der Wehranlage
Fr_u	[-]	*Froude*-Zahl am unteren Ende der Wehranlage
g	[m/s²]	Erdbeschleunigung
$h_{gr,w}$	[m]	Kritische Fließtiefe über der Wehrkrone
$h_ü$	[m]	Fließtiefe oberhalb der Wehranlage bezogen auf die Wehrhöhe
$h_{ü,o}$	[m]	Abgesenkte Fließtiefe am oberen Ende einer seitlich angeströmten Wehranlage bezogen auf die Wehrhöhe
$h_{ü,u}$	[m]	Abgesenkte Fließtiefe am unteren Ende einer seitlich angeströmten Wehranlage bezogen auf die Wehrhöhe
$h_{ü,x}$	[m]	Abgesenkte Fließtiefe in der Entfernung x vom oberen Ende einer seitlich angeströmten Wehranlage bezogen auf die Wehrhöhe
$h_{ü,0}$	[m]	Fließtiefe am oberen Ende einer seitlich angeströmten Wehranlage im geschlossenen Zustand bezogen auf die Wehrhöhe
h_u	[m]	Fließtiefe im Unterwasser der Wehranlage bezogen auf die Wehrhöhe
h_v	[m]	Verslusthöhe
I_S	[‰]	Sohlgefälle
I_E	[‰]	Energieliniengefälle
k	[Nm]	kinetische Energie
k_{spez}	[m³/km²]	spezifisches Retentionsvolumen
k_{st}	[m$^{1/3}$/s]	*Strickler*-Beiwert
L	[m]	Wehrlänge in Fließrichtung des Gerinnes

L_o	[m]	Aufsummierte Länge der geöffneten Wehrfelder
n_o	[-]	Anzahl der geöffneten Wehrfelder
p	[Pa]	Druck
Q	[m³/s]	Abfluss
Q_o	[m³/s]	Abfluss am oberen Ende der Wehranlage
Q_u	[m³/s]	Abfluss am unteren Ende der Wehranlage
Q_W	[m³/s]	Wehrdurchfluss bzw. -abfluss
Q_{max}	[m³/s]	Maximaler Abfluss im Gerinne
Q_{St}	[m³/s]	Angestrebter Durchfluss im Gerinne entsprechend der Steuervorgabe
q	[m²/s]	Wehrdurchfluss pro m Wehrlänge
R	[m]	Hydraulischer Radius
r	[-]	Korrelationskoeffizient nach *Pearson*
V	[m³]	Volumen
v	[m/s]	Fließgeschwindigkeit
v_x	[m/s]	Fließgeschwindigkeit in x-Richtung (in Hauptfließrichtung)
v_y	[m/s]	Fließgeschwindigkeit in y-Richtung (quer zur Hauptfließrichtung)
v_z	[m/s]	Fließgeschwindigkeit in z-Richtung
Nr	[-]	Wehrfeld Nummer aufsteigend in Fließrichtung
w	[m]	Wehrhöhe bezogen auf die Gerinnesohle
y	[m]	Fließtiefe bezogen auf die Gerinnesohle
y_{gr}	[m]	Kritische Fließtiefe bezogen auf die Gerinnesohle
y_o	[m]	Fließtiefe oberhalb der Wehranlage bezogen auf die Gerinnesohle
y_u	[m]	Fließtiefe unterhalb der Wehranlage bezogen auf die Gerinnesohle
z_0	[m]	Sohlhöhendifferenz entlang der seitlichen Wehranlage
α	[-]	Geschwindigkeitskorrekturkoeffizient
ε	[-]	Isotrope Dissipationsrate

μ_b	[-]	Formbeiwert für ein seitlich angeströmtes, breitkroniges Wehr
μ_d	[-]	Formbeiwert für ein seitlich angeströmtes, breitkroniges Wehr inkl. einem Durchlass
μ_{dB}	[-]	Formbeiwert nach Du Buat (1779)

Abbildungsverzeichnis

Tabellenverzeichnis

1 Einleitung

1.1 Thema und Motivation

Auf Basis von Abflussuntersuchungen und Gefahrenzonenausweisungen in den Jahren 2011 und 2012 (Hydroconsult GmbH, unveröffentlicht) und einer Regionalstudie im Jahr 2014 (Büro Pieler ZT GmbH, unveröffentlicht) wird seit dem Jahr 2015 an der Realisierung eines umfangreichen Hochwasserschutzprojekts für den Tiroler Inn gearbeitet. Das Projektgebiet, flussab der Landeshauptstadt Innsbruck bis zur Grenze zu Bayern, umfasst 32 Gemeinden und wurde in Anbetracht seiner Länge von rund 75 km in drei hydraulisch voneinander unabhängige Planungsabschnitte (oberes -, mittleres -, unteres Unterinntal) unterteilt. Für den Abschnitt unteres Unterinntal wurde bereits im Jahr 2016 ein Generelles Projekt (ARGE – DonauConsult Ingenieurbüro GmbH und ILF Consulting Engineers, unveröffentlicht a) erstellt und veröffentlicht. Dieses sieht vor, die Hochwasserabflussverschärfung, welche durch die Umsetzung der erforderlichen Linearmaßnahmen und der damit verbundenen Reduktion von Überflutungsflächen ausgelöst wird, durch drei gesteuerte Retentionsräume zu kompensieren. Diese Retentionsräume werden seitlich vom Gerinne, im Nebenschluss, angeordnet und jeweils über ein gesteuertes Einlaufbauwerk basierend auf Pegeldaten beaufschlagt. Der Arbeitsbereich Wasserbau der Universität Innsbruck wurde im Zeitraum von 2017 bis 2020 vom Amt der Tiroler Landesregierung, Abteilung Wasserwirtschaft, zu drei Forschungsprojekten mit Fokus auf diesen dritten Abschnitt beauftragt. Die einzelnen Untersuchungen bilden die Grundlage der vorliegenden Dissertation und führten zur eigentlichen Forschungsfrage.

Im ersten Projekt erfolgten 3d-numerische Simulationen mit dem Ziel, die Abflusskapazität der geplanten Einlaufbauwerke der drei Retentionsräume Voldöpp, Radfeld-Kundl und Angath zu analysieren. Im Zuge von umfangreichen Variantenstudien wurde basierend auf hydraulischen, konstruktiven und ökonomischen Aspekten eine Optimierung der Geometrie sowie der Anzahl der Wehrfelder angestrebt. Auf Basis von Detailuntersuchungen konnte für jedes Wehrfeld ein Abflusskoeffizient für unterschiedliche hydraulische Bedingungen abgeleitet werden. Parallel zu den 3d-numerischen Simulationen wurde im Wasserbaulabor der Universität Innsbruck ein physikalischer Modellversuch des Einlaufbauwerks Voldöpp (Maßstab 1:35) errichtet. Die numerischen Simulationsergebnisse konnten damit überprüft und zusätzliche Fragestellungen in Bezug auf Treibgut und ein potenzielles Verklausungsrisiko beantwortet werden. Das dritte Forschungsprojekt zielte darauf ab, die

Wirkung und Effizienz des geplanten Hochwasserschutzkonzepts für eine Reihe von Hochwasserereignissen anhand 2d-numerischer Simulationen zu bewerten und eine Steuerstrategie der Rückhaltebecken abzuleiten.

Die Ergebnisse dieser spezifischen Betrachtungen lieferten den Anlass für eine umfassende Parameterstudie des Abflusskoeffizienten an einem standardisierten Gerinneabschnitt. Erkenntnisse aus dieser Untersuchung könnten in Zukunft als Grundlage für die Dimensionierung von gesteuerten und seitlich von Fließgewässern angeordneten Einlaufbauwerken herangezogen werden.

1.2 Ziel der Arbeit

1934 entwickelte *De Marchi* eine Gleichung zur Beschreibung des Fließtiefenprofils entlang eines seitlich angeströmten Wehrs, unter der Annahme einer konstanten Energiehöhe und der Abflussformel nach *Poleni* (1717). Basierend auf diesem Ansatz wurden diverse Studien durchgeführt mit dem Ziel, den erforderlichen Abflusskoeffizienten für die Abflussberechnung zu ermitteln (Subramanya und Awasthy, 1972; Ranga Raju et al., 1979; Singh et al., 1994; Borghei et al., 1999; Park und Rhee, 2010; Cho und Kang, 2011; Namaee et al., 2013). Neben Gerinneeigenschaften wie der Breite, der Fließtiefe und dem Sohlgefälle wird das komplexe dreidimensionale Strömungsverhalten und damit verbunden der Abflusskoeffizient von den jeweiligen Wehreigenschaften signifikant beeinflusst. Speziell die Wehrhöhe im Verhältnis zum Wasserstand im Gerinne sowie die Länge des Wehrs spielen dabei eine entscheidende Rolle.

Im Allgemeinen wird ein ungesteuertes, seitlich angeströmtes Wehr ab jenem Zeitpunkt überströmt, ab dem die Fließtiefe im Gerinne die Wehrhöhe übersteigt. Die resultierende Abflussreduktion führt zu einer räumlichen Wasserspiegelabsenkung im Gerinne, die sich im strömenden Fließzustand ($Fr < 1$), abhängig von hydraulischen und geometrischen Gegebenheiten, stromaufwärts der Wehranlage ausbildet. Im Fall von gesteuerten Wehranlagen, deren Wehrfelder in der Ausgangssituation geschlossen sind, variiert die Fließtiefenabsenkung und die räumliche Ausdehnung darüber hinaus in Abhängigkeit der Anzahl der geöffneten Wehrfelder und folglich vom abgeführten Wehrabfluss.

Die vorliegende Dissertation zielt darauf ab, Formeln zur Abschätzung des Abflusskoeffizienten auf Basis der Fließtiefe im geschlossenen Zustand mittels Regressionsanalysen abzuleiten, die neben den geometrischen Eigenschaften der Wehranlage und des Gerinnes,

auch die Fließtiefenabsenkung beschreiben. Die Plausibilität der numerischen Simulationsergebnisse soll anhand eines physikalischen Modellversuchs überprüft werden. Die resultierenden Formeln könnten einerseits für die Dimensionierung von seitlich angeströmten Wehranlagen herangezogen werden, andererseits bieten diese die Möglichkeit, im laufenden Betrieb die Anzahl der zu öffnenden Wehrfelder zu bestimmen, um eine geforderte Abflussreduktion (z.B. entsprechend dem Hochwasserschutzkonzept) zu realisieren.

1.3 Gliederung der Arbeit

Nach der Einführung in die Thematik, der Problemstellung und dem Ziel dieser Dissertation in Kapitel 1 werden in Kapitel 2 theoretische Grundlagen erläutert. Im Zuge dessen wird in Abschnitt 2.1 auf die Retention an alpinen Flüssen, der Rolle der Retention im Hochwassermanagement sowie auf gesteuerte Rückhaltebecken im Nebenschluss und deren Einlaufbauwerke eingegangen. Neben relevanten Publikationen zu diesem Thema werden Regelwerke zur Klassifizierung und Sicherheitsbetrachtung behandelt. Da die Einlaufbauwerke in der Regel seitlich angeströmte Wehre darstellen, erfolgt in Abschnitt 2.2 eine umfassende Beschreibung des Abflussverhaltens sowohl an normal als auch an seitlich angeströmten Wehranlagen. In diesem Zusammenhang werden relevante Ansätze zur analytischen Abflussberechnung sowie Formeln zur Abschätzung des Abflusskoeffizienten angeführt. In Abschnitt 2.3 wird eine generelle Betrachtung von Modellen im Wasserbau vorgenommen, hydrodynamische Grundgleichungen erläutert und auf vereinfachte Formen dieser Gleichungen, wie sie beispielsweise für numerische Lösungsverfahren herangezogen werden, eingegangen. Im Anschluss folgt eine kurze Beschreibung der im Zuge dieser Arbeit für die numerischen Berechnungen verwendeten Software.

Kapitel 3 umfasst die drei Forschungsarbeiten zum Hochwasserschutzprojekt im unteren Unterinntal. Eingangs werden das Projektgebiet, das generelle Schutzkonzept und die geplanten Maßnahmen beschrieben. Nachfolgend wird in den Abschnitten 3.3 bis 3.5 auf die gewählte Methodik und die Ergebnisse der numerischen und physikalischen Untersuchungen eingegangen. Eine Zusammenfassung der relevanten Erkenntnisse findet sich Abschnitt 3.6.

Die eingangs formulierte Forschungsfrage in Bezug auf den Abflusskoeffizienten wird in Kapitel 4 behandelt. Eine Beschreibung des Untersuchungskonzepts, der methodischen De-

tails bezüglich der numerischen Simulationen sowie zum physikalischen Modellversuch erfolgt in den Abschnitten 4.2 bis 4.4. Im Anschluss werden in Abschnitt 4.5 die Ergebnisse der Voruntersuchungen, welche darauf abzielten, die numerischen Simulationen anhand des physikalischen Modellversuchs zu validieren, präsentiert. Ergebnisse in Bezug auf den Abflusskoeffizienten sowie die Diskussion spezifischer Phänomene im Zusammenhang mit der Wasserspiegelabsenkung finden sich in Abschnitt 4.6. Die Ergebnisse der durchgeführten Regressionsanalysen und die resultierenden Regressionsgleichungen zur Berechnung des Abflusskoeffizienten werden ebenfalls in diesem Kapitel angeführt. Der Einfluss einer Flutmulde im Unterwasser der Wehranlage wird in Abschnitt 4.7 dargestellt und eine alternative Anordnung und Ausrichtung bewertet. In Abschnitt 4.8 werden die relevanten Erkenntnisse zusammengefasst.

Den Abschluss der Arbeit bildet Kapitel 5, in dem die Schlussfolgerungen aus den Forschungsergebnissen sowie ein Ausblick formuliert werden.

2 Thematische Grundlagen

2.1 Retention an Flüssen

2.1.1 Allgemeines

Die Retention (lat. retentio = Rückhalt) impliziert im Wasserbau den Rückhalt von Wasser, teilweise auch von Feststoffen, welcher durch natürliche Gegebenheiten oder künstliche Maßnahmen entlang eines Gewässers hervorgerufen wird. Das Abflussgeschehen wird dadurch verzögert, was folglich zur Reduktion des maximalen Abflusses führen kann. Im Allgemeinen kann die Retentionswirkung mit dem Verhältnis aus Zufluss in den und Ausfluss aus dem Rückhalteraum beschrieben werden, wobei über die zeitliche Betrachtung von einer Nichtlinearität auszugehen ist. Diesen Zusammenhang beschreibt *Haider* (2014) anhand eines Behälters, der sowohl einen Auslass am Boden als auch einen Überlauf am oberen Rand aufweist. Übersteigt der Zufluss die Kapazität des Auslasses, wirkt der Behälter als Speicher, was eine verhältnismäßige Verringerung des Ausflusses zur Folge hat. Durch den Anstieg des Wasserspiegels im Behälter nimmt der Ausfluss nur geringfügig zu, was in Abbildung 2-1 durch eine deutliche Retentionswirkung veranschaulicht wird. Erreicht der Füllstand im Behälter die Krone des Überlaufs, springt dieser an und die Retentionswirkung nimmt ab. Mit zunehmendem Zufluss wird der Behälter vollständig gefüllt, die Rückhaltewirkung entfällt und die Summe aus Überlauf und Ausfluss entspricht dem Zufluss. Die Wirksamkeit der Retention kann demnach anhand des Differentials von Volumenänderung zur Abflussänderung dV/dQ definiert werden. Je mehr Rückhaltvolumen pro Abflusszunahme zur Verfügung steht, umso größer ist der Retentionseffekt (Homagk, 1995).

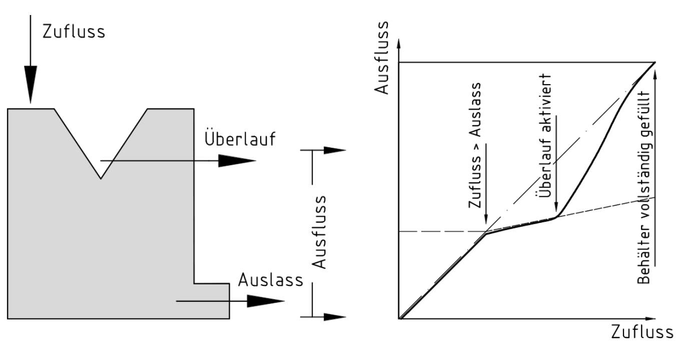


Abbildung 2-1: Schema der Retentionswirkung anhand eines Behälters mit Zufluss, Auslass und Überlauf (nach Haider (1994))

Das Fließverhalten, wie auch die Rückhaltevorgänge hängen sowohl von hydrologischen als auch hydraulischen Faktoren ab, weshalb neben dem Niederschlagsereignis auch die Eigenschaften des Einzugsgebiets, des Flusses und seiner potenziellen Überflutungsflächen zu komplexen Interaktionen führen (Naef und Thoma, 2002). Anhand des Niederschlag-Abflussvorgangs ist eine Differenzierung der einzelnen Rückhalteprozesse möglich. Nachdem der Niederschlag auf den Boden auftrifft, folgt die Abflusskonzentration verbunden mit flächenhaft wirksamen Speichereffekten. Gelangt der Abfluss in ein Gerinne, wird das Fließverhalten durch den Gewässerquerschnitt samt Vorland verzögert. Diese Retentionseffekte an der Oberfläche überlagern sich mit Versickerungsvorgängen. In Abhängigkeit von der Charakteristik des Niederschlagsereignisses und den Bodeneigenschaften, wie Durchlässigkeit und freies Porenvolumen, ergeben sich die potenzielle Speicherfähigkeit und die damit verbundene Rückhaltewirkung (Haider, 2014).

2.1.2 Retention entlang eines Gerinnes

Im Allgemeinen wird die Retentionswirkung in einem Flussabschnitt von zwei Faktoren, der Fließgeschwindigkeit und dem verfügbaren Retentionsvolumen im Gerinnequerschnitt, maßgebend beeinflusst (Haider, 2014). Bei kleinen Hochwasserereignissen, bei welchen der Abfluss die Kapazität des Gerinnes nicht übersteigt und keine Ausuferungen auftreten, kann bei abnehmender Gerinneneigung und zunehmender Rauheit eine zunehmende Dämpfung der Hochwasserwelle beobachtet werden. An alpinen Bächen und Flüssen ist diese Wirkung allerdings vernachlässigbar gering (Naef und Thoma, 2002). Übersteigt der Abfluss die Gerinnekapazität und Uferbereiche werden überströmt, wird zwischen stehender und fließender Retention unterschieden. Im Fall der fließenden Retention führen unterschiedliche Fließgeschwindigkeiten im Hauptgerinne und den überströmten Vorländern zur Dämpfung der Hochwasserwelle. Bedingt durch erhöhte Reibung und geringere Fließtiefen im Vorland können bei ausreichender Fließstrecke, die Scheitelabflüsse im Hauptgerinne und Vorland entkoppelt werden. Mit zunehmender Ereignisdauer und steigendem Scheitelabfluss wird dieser Effekt jedoch deutlich abgeschwächt. Zusätzlich differenziert *Haider* (1994) zwischen Abfluss im gegliederten Querschnitt, wobei ein kontinuierlicher Wasseraustausch zwischen Hauptgerinne und Vorland auftritt, und einem abgetrennten Vorlandabfluss ohne kontinuierlichen Austausch (Abbildung 2-2). Die zweite Variante zeigt in seinen Untersuchungen in Bezug auf die Wellendämpfung eine höhere Wirksamkeit.

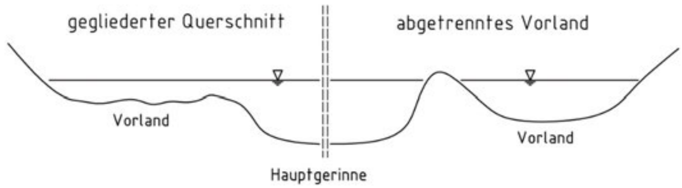


Abbildung 2-2: Schematisches Querprofil eines Hauptgerinnes mit gegliedertem Querschnitt und abgetrenntem Vorland (nach Haider (1994))

Im Vergleich dazu beschreibt die stehende Retention die temporäre Abflussspeicherung in natürlichen Geländemulden oder künstlichen Rückhaltebecken, in denen sich bedingt durch die geringe Fließgeschwindigkeit ein horizontaler Wasserspiegel einstellt. Die Effekte auf die Hochwasserwelle hängen davon ab, zu welchem Zeitpunkt die durch das Füllen dieser Speicher hervorgerufene Abflussreduktion auftritt. Im Idealfall wird die Dotation durch die Hochwasserspitze hervorgerufen, was eine Scheitelkappung zur Folge hätte.

2.1.3 Retention und Hochwassermanagement

Im 19. und 20. Jahrhundert kam es an vielen alpinen Flüssen, bedingt durch den steigenden Bedarf an Siedlungs- und landwirtschaftlichen Nutzflächen, zu umfangreichen Gewässerkorrektionen. Durch diese Eingriffe wurden sowohl ökologisch wertvolle als auch in Bezug auf den Hochwasserschutz relevante Au- und Überflutungsflächen abgetrennt. Die damit einhergehende Erhöhung der Sohlgefälle bzw. Sohlschubspannungen führte folglich zu einer Zunahme der Transportkapazitäten und damit verbundenen Gerinneeintiefungen sowie einem Absenken der Grundwasserspiegel. Um diesen Prozessen entgegenzuwirken, wurden vielerorts Staustufen errichtet, welche gleichzeitig eine energiewirtschaftliche Nutzung ermöglichen (Deindl, 2007; Strobl und Fischer, 2008).

Um die Auswirkungen der Gewässerkorrektionen auf Hochwasserabflüsse zu bewerten, wurden umfassende Untersuchungen durchgeführt, deren Ergebnisse jedoch sehr unterschiedlich ausfielen. Abhängig vom Sohlgefälle, dem Gerinnequerschnitt inklusive Vorland sowie dem gewählten Hochwasserereignis variiert das Retentionspotenzial in den betrachteten Gewässerabschnitten signifikant. Am Beispiel des Oberrheins führte der Bau von 10 Staustufen zwischen Basel und Iffezheim zur deutlichen Verschlechterung der Hochwassersituation flussabwärts. Die Begradigung und Kanalisierung des Gewässers beschleunigt die Hochwasserwelle, wodurch es zu einer ungünstigen Überlagerung mit Zubringerwellen kommt (Homagk und Bremicker, 2006; Homagk, 2007). Wiederum andere Studien zeigten,

dass bei hypothetischen Hochwasserszenarien, bei welchen von einem vollständigen Entfall der Überflutungsflächen ausgegangen wird, die Retentionswirkung meist unter 10 % des Spitzenabflusses liegt (Koehler et al., 1999). Nur in Einzelfällen z.B. an der Langete im Schweizer Mittelland konnte eine deutliche Verschärfung und Beschleunigung der Hochwasserwelle beobachtet werden (Haider, 1994). Untersuchungen zu Extremereignissen an der bayerischen und österreichischen Donau konnten trotz des beträchtlichen Entfalls von Überflutungsflächen eine Beschleunigung des Abflussgeschehens, jedoch keine Zunahme im Spitzenabfluss nachweisen. Die heutigen Gegebenheiten wirken mancherorts sogar positiv auf das Abflussverhalten, weil Rückhalteflächen zu einem günstigeren (späteren) Zeitpunkt dotiert werden (SCIETEC Flussmanagement GmbH und IWHW - Universität für Bodenkultur, 2010; Asenkerschbaumer et al., 2012; Skublics et al., 2016).

Seit Anfang der 1990-er Jahre nimmt die Retention eine grundlegende Rolle im nachhaltigen Hochwassermanagement ein (Göttle, 2007). Dabei wird beispielhaft im Rahmen des „Bayerischen Hochwasserschutz Aktionsprogramm 2020plus“ (LfU, 2014) das sogenannte „erweiterte Rückhaltekonzept“ verfolgt, welches den kombinierten Einsatz von natürlichem Rückhalt und technischen Rückhaltemaßnahmen vorsieht. Auch das „Österreichische Hochwasserschutzkonzept (BMFLUW, 2006a)“ zielt darauf ab, natürliche Rückhalteflächen zu erhalten und retentionsverstärkende Maßnahmen zu fördern. Um den Schutz von Siedlungs- und Wirtschaftsräumen zu gewährleisten, werden, wo erforderlich, technische Schutzbauten, wie Dämme und Rückhaltebecken, ergänzt.

Um das Rückhaltepotenzial entlang von Bächen und Flüssen zu verstärken, wurden in der Vergangenheit diverse Maßnahmen diskutiert. An einigen Gerinneabschnitten sind umfangreiche Renaturierungsprojekte geplant bzw. bereits realisiert, mit dem primären Ziel den Lebensraum Gewässer zu verbessern. Trotz der damit einhergehenden ökomorphologischen Aufweitung des Querschnitts und Einbindung von Vorländern zeigen detaillierte Studien kaum Retentionspotenzial (Koehler et al., 1999; Bauer, 2004; Rieger, 2012). Eine weitere Möglichkeit stellen Deichrückverlegungen dar, die im Hochwasserfall, ähnlich der Renaturierung, eine Vergrößerung des benetzen Querschnitts zur Folge haben. Obwohl lokale Wasserspiegelabsenkungen eintreten, ist keine regionale bzw. überregionale Wirkung speziell bei Extremereignissen zu erwarten. Dies liegt oftmals darin begründet, dass diese Flächen bereits beim Anlaufen der Hochwasserwelle überströmt werden und deshalb zur Scheitelreduktion keinen nennenswerten Beitrag mehr leisten (Bauer, 2004; Göttle, 2007; Asenkerschbaumer et al., 2012). Im Vergleich dazu weisen Hochwasserrückhaltebecken im Allgemeinen eine verhältnismäßig hohe Wirksamkeit auf und stehen daher im Mittelpunkt

aktueller Hochwasserschutzprojekte. Dabei kommen unterschiedliche Beckentypen und Steuerstrategien zum Einsatz, die im nachfolgenden Abschnitt 2.1.4 im Detail erläutert werden.

An Gewässerabschnitten mit bestehenden Flusssperren stellt sich häufig die Frage nach dem Rückhaltepotenzial der vorhandenen Stauräume. Untersuchungen wurden dazu am Inn, am Lech sowie an der Donau durchgeführt. Das theoretische Potenzial zur Scheitelkappung kann zusammenfassend als gering bewertet werden (Fischer, 2008; Lüke et al., 2016; Giehl et al., 2017b). Einerseits liegen an manchen Anlagen Betriebsordnungen vor, die eine Staulegung bereits bei kleinen Hochwasserereignissen vorschreiben und andererseits weisen die Stauräume verhältnismäßig geringe Volumina auf, um schadhafte Abflussspitzen zu kappen (Lüke et al., 2016). Zusätzlich ist eine aussagekräftige Hochwasserprognose erforderlich, um die Vorabsenkung und gezielte Beaufschlagung umzusetzen (Fischer, 2008; Giehl et al., 2017b). Positive Wechselwirkungen wurden allerdings im Zusammenhang mit natürlichen Überflutungsflächen und Überlaufstrecken nachgewiesen, deren Retentionspotenzial durch die Steuerung der Flusssperren effektiver genutzt werden konnte (Asenkerschbaumer et al., 2012). Auch in Bezug auf die Steuerung von Hochwasserrückhaltebecken kann die Abflussregulierung an vorgeschalteten Staustufen günstigere Verhältnisse schaffen (Klocke, 2007). Im Gegensatz dazu wird großen alpinen Talsperren auf Grund ihres Speichervolumens ein deutliches Potenzial zur Scheitelreduktion unterstellt. Diese Wirkung konnte beispielhaft am Speicher Gepatsch im Tiroler Kaunertal sowie am bayerischen Sylvensteinspeicher anhand der Nachrechnung historischer Ereignisse nachgewiesen werden (Strobl et al., 2007; Boes et al., 2008). Die Lage im betrachteten Einzugsgebiet, die Niederschlagsverteilung, die Art der Nutzung und das damit in Verbindung stehende verfügbare Speichervolumen im konkreten Ereignisfall sind dabei maßgebende Faktoren (Schöberl, 2003). Untersuchungen des Hochwasserereignisses im Jahr 2005 zeigten, dass durch den Rückhalt im Speicher Gepatsch der Hochwasserscheitel um 79 % am 12 km flussab liegenden Pegel „Platz“ reduziert wurde. Mit zunehmender Entfernung nahm die Wirkung allerdings trotz des Retentionseffekts weiterer Anlagen kontinuierlich ab, weshalb am Pegel Innsbruck nur noch eine Reduktion von 4 % nachgewiesen werden konnte (Boes et al., 2008). Studien bezüglich dem Sylvensteinspeicher kamen zu dem Ergebnis, dass die Retention der Ereignisse 1999 und 2005 zu einer Scheitelabminderung von bis zu 45 % im rund 80 km entfernten München führte, wodurch Hochwasserschäden weitgehend ausblieben (Strobl

et al., 2007). Trotz dieser signifikanten Wirkung großer Talsperren auf den lokalen und regionalen Hochwasserschutz zeigt sich überregional nur selten ein entsprechender Einfluss auf den Wellenscheitel (Seibert et al., 2014).

2.1.4 Hochwasserrückhaltebecken

Hochwasserrückhaltebecken werden an Gewässerabschnitten eingesetzt, an denen hoher Siedlungsdruck einhergehend mit beschränkten räumlichen Ressourcen vorherrscht und die erforderliche Retentionswirkung jene von passiven Hochwasserschutzmaßnahmen übersteigt. Sie werden daher gemeinsam mit Mauern und Dämmen den sogenannten technischen Schutzmaßnahmen zugeordnet. Abhängig davon, welches Bemessungsereignis als Grundlage für die Dimensionierung herangezogen wird, können drei Typen unterschieden werden. Widerspiegelt das Bemessungsereignis das örtliche Schutzziel (z.B. hundertjährliches Hochwasser), verhindert das Rückhaltebecken, dass der Abfluss die Kapazität des nachgeschalteten Gerinnes übersteigt. Wird das Becken auf den Überlastfall (Ereignis, welches das örtliche Schutzziel übersteigt) ausgelegt, wird eine Entlastung des planmäßigen Hochwasserschutzes, welcher an seine Grenzen stoßen würde, angestrebt (Rimböck et al., 2016). Eine dritte Variante zielt darauf ab, verlorene Überflutungsflächen zu kompensieren, um eine Verschärfung der Hochwassersituation, basierend auf der EU-Hochwasserrichtlinie (EU Richtlinie 2007/60/EG, 2007) und dem nationalen Wasserrechtsgesetz (WRG, 1959), zu verhindern.

Eine weitere Unterteilung von Rückhaltebecken kann nach deren Lage zum Gewässer erfolgen. Wird das Absperrbauwerk im Gewässer entlang des gesamten Gerinne- bzw. Talquerschnitts errichtet, spricht man von einer Anlage im Hauptschluss. Ein Becken im Nebenschluss wird seitlich vom Gerinne angelegt und im Gegensatz zum Hauptschluss nicht direkt durchströmt. Das Füllen sowie das Entleeren erfolgt über speziell dafür errichtete Ein- und Auslaufbauwerke. Die Abgrenzung zum Umland kann durch bauliche Maßnahmen, wie Dämme realisiert werden oder ergibt sich durch topographische Gegebenheiten, wie ansteigendes Gelände (Abbildung 2-3).

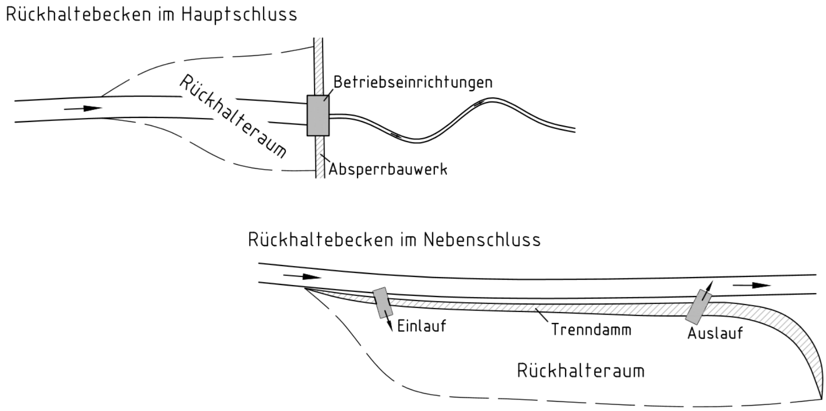


Abbildung 2-3: Schematische Darstellung eines Rückhaltebeckens im Haupt- und Nebenschluss (nach LfU (2014))

Sowohl die Variante im Hauptschluss als auch im Nebenschluss kann ungesteuert oder gesteuert konzipiert und betrieben werden. Im Fall einer Steuerung kann generell der Abfluss bzw. der Zufluss in Abhängigkeit der zugrunde liegenden Steuerstrategie angepasst werden (vgl. Abschnitt 2.1.5.4). In Bezug auf schadhafte Hochwasserereignisse übersteigt die Wirkung von ungesteuerten Maßnahmen zwar jene von Dammrückverlegungen, weil die Beaufschlagung erst zu einem späteren Zeitpunkt erfolgt. Sie liegt allerdings deutlich unter jener von gesteuerten Anlagen (Homagk, 1990; Strobl et al., 2007; Fischer, 2008; Asenkerschbaumer et al., 2012). Abbildung 2-4 veranschaulicht die unterschiedliche Wirkung der drei angeführten Maßnahmen: Dammrückverlegung, ungesteuerter und gesteuerter Rückhalt, auf die Hochwasserganglinie im Unterwasser bei idealen Bedingungen (erforderliches Rückhaltevolumen ≤ vorhandenes Rückhaltevolumen).

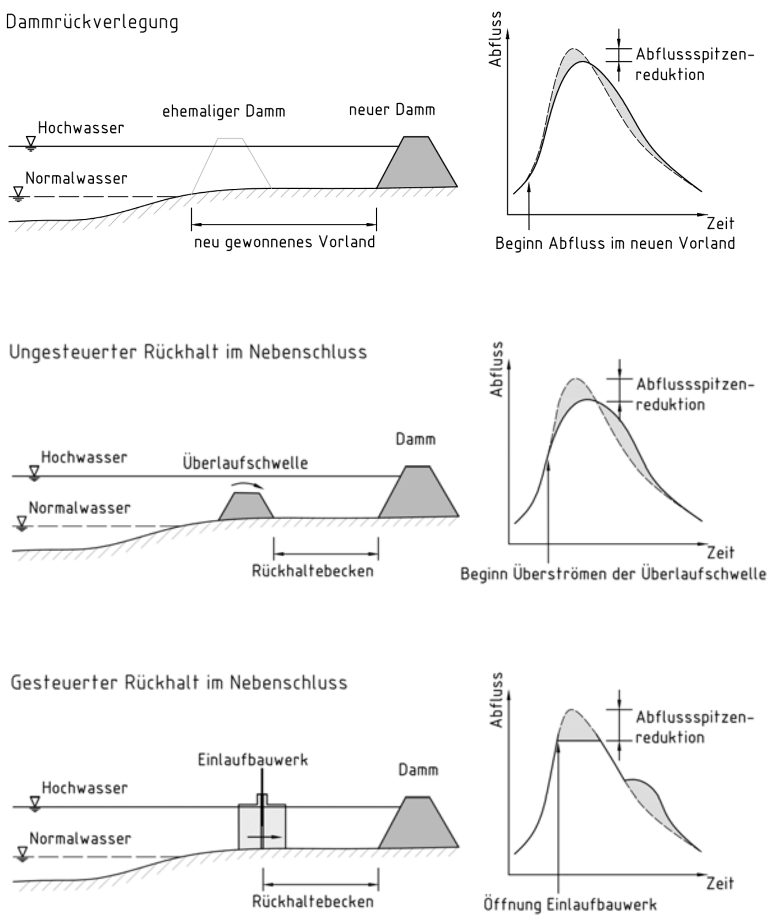


Abbildung 2-4: Schematische Darstellung der Wirkung von verschiedenen Retentionsmaßnahmen auf die Hochwasserganglinie im Unterwasser (nach LfU (2014))

Große Hochwasserrückhaltebecken am Mittellauf alpiner Flüsse stellen generell einen erheblichen Eingriff in die Flächennutzung dar, weshalb die Umsetzung geplanter Maßnahmen in der Bevölkerung auf entsprechenden Widerstand stößt. Häufig wird in diesem Zusammenhang der alternative Einsatz von kleinen dezentralen Rückhaltebecken in Betracht gezogen. Umfangreiche Studien in Österreich und Deutschland kamen allerdings zu dem Ergebnis, dass der regionale und überregionale Effekt solcher Maßnahmen auf den Hochwasserscheitel vernachlässigbar gering ausfällt (Kreiter, 2007; Rieger und Disse, 2010;

Blöschl et al., 2017). Zudem ist die Umsetzung einer größeren Anzahl kleiner dezentraler Bauwerke im Vergleich zu einem großen zentralen Becken unwirtschaftlich (Haider, 1994).

Im Generellen kann die regionale bzw. überregionale Wirkung von Hochwasserrückhaltebecken mit dem Verhältnis aus vorhandenem Rückhaltevolumen V zum gewählten Standort innerhalb des Einzugsgebietes, repräsentiert durch die Einzugsgebietsfläche E_A, überschlägig abgeschätzt werden. Dieses spezifische Retentionsvolumen k_{spez} ist umso größer und damit verbunden das Becken umso wirksamer, je weiter stromaufwärts es liegt bzw. je größer das Volumen ausfällt (Strobl et al., 2003). Darüber hinaus kann die Wirkung der Rückhaltemaßnahmen in Abhängigkeit der hydrologischen Eigenschaften des jeweiligen Ereignisses, wie Abflussspitze und -fülle, deutlich variieren. Im Zuge einer Untersuchung von 15 geplanten Rückhaltebecken entlang der bayerischen Donau konnten, bei entsprechendem Rückhaltevolumen und hydrologischem Szenario, positive Effekte bis auf die überregionaler Ebene nachgewiesen werden (Asenkerschbaumer et al., 2012). In einem Folgeprojekt wurde diese Wirkung durch die Kombination mehrerer gesteuerter Anlagen nochmals gesteigert (Giehl et al., 2017b). *Huang et al.* (2007) zeigten anhand zweier Hochwassersimulationen an der Elbe, dass die Wirkung der Scheitelkappung, bezogen auf den Wasserspiegel, mit zunehmender Entfernung vom Rückhalteort, mit bis zu 0,5 cm pro Kilometer abnimmt.

2.1.5 Rückhaltebecken im Nebenschluss

2.1.5.1 Dimensionierung

Die Planung und die damit einhergehende Dimensionierung von Hochwasserrückhaltebecken im Nebenschluss gestalten sich in der Praxis als äußerst umfangreich. Die Grundlage für die Dimensionierung eines Rückhaltebeckens stellt das Bemessungsereignis „Hochwasserschutz“ dar. Abhängig von normativen Vorgaben und der Vulnerabilität des Schutzgutes wird dieses, wie die Bemessungsereignisse für den Sicherheitsnachweis, auf Basis von statistischen Wiederkehrintervallen definiert. Die österreichische Bundeswasserbauverwaltung strebt für Siedlungsgebiete und bedeutende Wirtschaft- und Verkehrsanlagen ein 100-jährliches Hochwasserereignis als Schutzziel an (BMFLUW, 2006b).

Im Vergleich zur Dimensionierung von Linearmaßnahmen, welche ausschließlich auf dem Spitzenabfluss basiert, ist für Rückhaltebecken auch der zeitliche Verlauf der Hochwasserwelle von Bedeutung. Die erforderliche Scheitelreduktion definiert die Leistungsfähigkeit

des Einlaufbauwerks. Die Scheitelfülle hingegen ist maßgebend für das Rückhaltevolumen, wobei zu beachten ist, dass die maximale Einstauhöhe im Becken den Wasserstand im Gerinne nicht übersteigen kann. Grundsätzlich kann ein Rückhaltebecken gesteuert oder ungesteuert ausgeführt werden. In der ungesteuerten Variante wird in der Regel eine Öffnung im Dammkörper überströmbar ausgeführt. Die Leistungsfähigkeit ergibt sich als Funktion aus Wehrlänge und Wasserstand im Gerinne und wird mit zunehmendem Füllstand auch vom Wasserstand im Becken beeinflusst. Erfolgt der Zufluss zu einem Rückhaltebecken über ein gesteuertes Einlaufbauwerk, ist eine Reihe von konstruktiven und konzeptionellen Aspekten zu beachten, welche im nachfolgenden Abschnitt angeführt werden. Für die Bemessung und Ausführung weiterer Elemente, wie Auslauf- und Absperrbauwerke, existieren ausführliche Arbeiten, auf die in diesem Zusammenhang verwiesen wird (Strobl et al., 2004; Hartlieb, 2007; Haselsteiner, 2007; DWA, 2014).

2.1.5.2 Klassifizierung und Sicherheitsbetrachtung

2.1.5.2.1 Lastfälle

Grundlegend wird zwischen dem Bemessungsereignis „Hochwasserschutz“, welches das sogenannte Schutzziel darstellt und worauf das Rückhaltevolumen und die Ein- und Auslaufbauwerke ausgelegt werden und dem Bemessungsereignis „Hochwassersicherheit“, welches die Basis für die Standsicherheitsnachweise der Dämme und Entlastungsbauwerke bildet, unterschieden. Da Hochwasserrückhaltebecken im Nebenschluss generell den Stauanlagen zugeordnet werden, erfolgt ihre Klassifizierung in der Regel auf Basis der Stauhöhe und dem Stauvolumen bzw. in Abhängigkeit der im Versagensfall auftretenden Gefährdung für die Bevölkerung und Infrastruktur.

Im Allgemeinen widerspiegelt die Klassifizierung von Rückhaltebecken das Risikopotenzial, welches von der Anlage ausgeht, und erlaubt dahingehend eine differenzierte Sicherheitsbetrachtung. Die Nachweisführung zur Hochwassersicherheit erfolgt dazu anhand von zwei Bemessungslastfällen. Ein „außergewöhnliches Ereignis“ dient als Grundlage für die Dimensionierung der Hochwasserentlastungsanlagen. Dessen Abfuhr soll weder für die Gebrauchstauglichkeit und die Dauerhaftigkeit der Stauanlage eine Gefährdung darstellen. Für den Nachweis der globalen Standsicherheit wird ein „extremes Ereignis“ herangezogen, mit dem Ziel ein Versagen des Absperrbauwerks auszuschließen. Bedingt durch den zunehmenden Einsatz von gesteuerten Rückhaltebecken wurden in den vergangenen Jahrzehn-

ten diverse Richtlinien und Arbeitsbehelfe zu diesem Thema erarbeitet. Nachfolgend werden neben den in Österreich gültigen auch Regelwerke aus dem europäischen Ausland beispielhaft angeführt. Der Fokus liegt dabei auf den Kriterien für die Klassifizierung sowie den Wiederkehrintervallen der Bemessungsereignisse. Auf konstruktive Vorgaben zum Freibord sowie auf die Dimensionierung von Hochwasserentlastungsanlagen wird in diesem Zusammenhang nicht näher eingegangen.

2.1.5.2.2 Österreich

In Österreich werden Hochwasserrückhaltebecken den Stauanlagen zugeordnet und abhängig von Rückhaltevolumen und Stauhöhe zwischen kleinen und großen Anlagen unterschieden (Tabelle 2-1). Für große Anlagen werden im „Leitfaden zum Nachweis der Hochwassersicherheit von Talsperren“ allgemeine Sicherheitsanforderungen und entsprechende Bemessungsereignisse definiert (BMFLUW, 2009). Eine Differenzierung in Anlagen im Haupt- und Nebenschluss, jedoch ohne Einfluss auf die Bemessungsvorgaben, findet sich sowohl in den „Technischen Richtlinien für die Wasserbauverwaltung (BMFLUW, 2006b)“ als auch im „Leitfaden – Hochwasserrückhaltebecken der Wildbach- und Lawinenverbauung (BMFLUW, 2014)“, in welchem auch Details zu kleinen Becken angeführt sind. Zur Abschätzung des „extremen Ereignisses“ wird für große Becken das „vermutlich größte Hochwasser“ („Probable Maximum Flood – PMF“) herangezogen.

Tabelle 2-1: In Österreich gültige Klassifizierung von Hochwasserrückhaltebecken, die zu Grunde liegenden Kriterien, Rückhaltevolumen und Stauhöhe, sowie das Wiederkehrintervall für die Bemessungsereignisse „außergewöhnliches Ereignis“ und „extremes Ereignis“ (BMFLUW, 2009; BMFLUW, 2014)

Klassifizierung	Rückhaltevolumen [m³]	Stauhöhe [m]	Wiederkehrintervall: Außergewöhnliches Ereignis - BHQ [Jahre]	Wiederkehrintervall: Extremes Ereignis - SHQ [Jahre]
Große Becken	≥ 500.000	≥ 15	5.000	PMF
Kleine Becken	< 500.000	< 5	1.000 - 5.000	-

2.1.5.2.3 Deutschland

In Deutschland finden sich Grundlagen für die Bemessung von Hochwasserrückhaltebecken in der Normen-Reihe DIN 19700/2004 „Stauanlagen“, welche in 5 Teile (10 – 15) gegliedert

ist. Teil 12 behandelt Hochwasserrückhaltebecken und gilt in Verbindung mit Teil 10 „Gemeinsame Festlegungen“ und Teil 11 „Talsperren“ (DIN 19700-10, 2004; DIN 19700-11, 2004; DIN 19700-12, 2004). Im Weiteren existieren Arbeitsbehelfe („Arbeitshilfe zur DIN 19700 für Hochwasserrückhaltebecken (LUBW, 2007)“, „Thüringer Technische Anleitung Stauanlagen (TMUEN, 2005)“, „Planungs- und Entscheidungshilfe für die Projektierung von Flutpoldern (Strobl et al., 2004)“) und Merkblätter („DWA-Merkblatt Flutpolder (DWA, 2014)“), welche auf die praktische Umsetzung der DIN 19700/2004 abzielen. Die Klassifizierung von Hochwasserrückhaltebecken erfolgt in Anlehnung an die Talsperren-Klassifizierung, wobei eine weitere Unterteilung der Talsperrenklasse 2 in sehr kleine, kleine und mittlere Becken vorliegt (Abbildung 2-5). In Tabelle 2-2 werden die Wiederkehrintervalle für die jeweilige Anlagenklasse in Abhängigkeit des Bemessungsereignisses dargestellt.

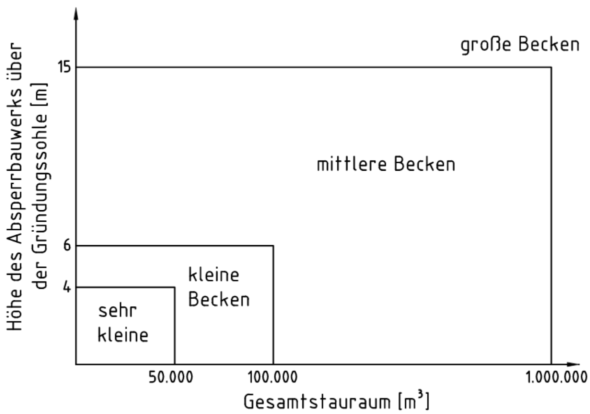


Abbildung 2-5: Klassifizierung von Hochwasserrückhaltebecken in Deutschland (nach DIN 19700-12 (2004))

Tabelle 2-2: In Deutschland gültige Klassifizierung von Hochwasserrückhaltebecken, die zu Grunde liegenden Kriterien, Rückhaltevolumen und Stauhöhe, sowie das Wiederkehrintervall für die Bemessungsereignisse „außergewöhnliches Ereignis“ und „extremes Ereignis“ (DIN 19700-12, 2004; DWA, 2015)

Klassifizierung	Rückhaltevolumen [m³]	Stauhöhe [m]	Wiederkehrintervall: Außergewöhnliches Ereignis – BHQ 1 [Jahre]	Wiederkehrintervall: Extremes Ereignis – BHQ 2 [Jahre]
Große Becken	≥ 1.000.000	≥ 15	1.000	10.000
Mittlere Becken	≥ 100.000	≥ 6	500	5.000
Kleine Becken	≥ 50.000	≥ 4	200	1.000
Sehr kleine Becken	< 50.000	< 4	100	500

2.1.5.2.4 Schweiz

In der Schweiz existiert eine „Richtlinie für die Sicherheit der Stauanlagen (BFE, 2015)“, welche sich wiederum in fünf Teile (A-E) gliedert. Entsprechend den Definitionen im Teil A „Allgemeines“ werden Anlagen mit dem Zweck des kurzfristigen Rückhalts von Wasser, was auf Hochwasserrückhaltebecken zutrifft, den Stauanlagen im Sinne der Stauanlagengesetzgebung zugeordnet. Eine Unterscheidung bzw. differenzierte Betrachtung von Anlagen im Haupt- bzw. Nebenschluss wird in diesem Regelwerk nicht vorgenommen. Eine Einteilung der Stauanlagen in drei Klassen erfolgt in Abhängigkeit der Stauhöhe und des Stauraumvolumens (Abbildung 2-6). Zum Nachweis der Hochwassersicherheit ist für die außergewöhnliche Situation das „Bemessungshochwasser $Q_B(t)$“ und für die extreme Situation das „Sicherheitshochwasser $Q_S(t)$“ zu ermitteln. Tabelle 2-3 umfasst die festgelegten Wiederkehrintervalle dieser Hochwasserereignisse in Abhängigkeit von der Stauanlagenklasse. Anforderungen für Rückhaltebecken der Klasse 3 können durch die Aufsichtsbehörde situationsbedingt angepasst werden (BFE, 2017).

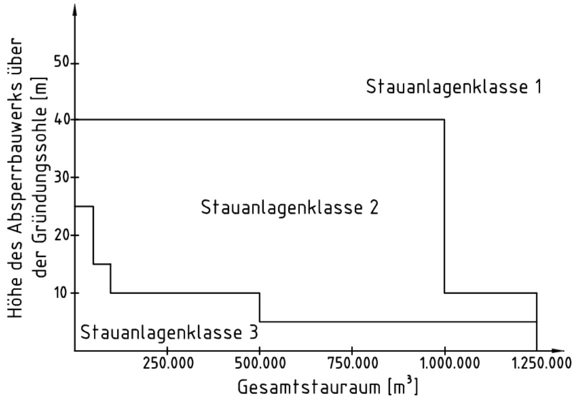


Abbildung 2-6: Definition der drei Stauanlagenklassen in der Schweiz (nach BFE (2017))

Tabelle 2-3: In der Schweiz gültige Klassifizierung von Hochwasserrückhaltebecken, die zu Grunde liegenden Kriterien, Rückhaltevolumen und Stauhöhe, sowie das Wiederkehrintervall für die Bemessungsereignisse „außergewöhnliches Ereignis" und „extremes Ereignis" *(BFE, 2017)*

Klassifizierung	Rückhaltevolumen [m³]	Stauhöhe [m]	Wiederkehrintervall Außergewöhnliches Ereignis - $Q_B(t)$ [Jahre]	Wiederkehrintervall Extremes Ereignis - $Q_S(t)$ [Jahre]
Klasse 1	≥ 1.000.000	≥ 10	1.000	PMF oder $1{,}5 \cdot HQ_{1000}$
	< 1.000.000	≥ 40		
Klasse 2	≥ 1.000.000	≥ 5	1.000	PMF oder $1{,}5 \cdot HQ_{1000}$
	< 1.000.000	< 40		
Klasse 3	≥ 500.000	< 5	1.000	PMF oder $1{,}5 \cdot HQ_{1000}$
	< 500.000	< 10		
	< 100.000	< 15		
	< 50.000	< 25		

2.1.5.2.5 Frankreich

Auch in Frankreich definiert eine Richtlinie die zu erbringenden Sicherheitsnachweise für Stauanlagen (CFBR, 2013), die ebenfalls auf „Abfluss-reduzierende Anlagen (barrages

écrêteurs de crue)“, wie Rückhaltebecken, anzuwenden ist. Auch in diesem Dokument findet sich keine Differenzierung zwischen Anlagen im Haupt- und Nebenschluss. Die generelle Unterteilung von Stauanlagen erfolgt auf Basis von Stauhöhe und dem Produkt aus Stauhöhe und Stauvolumen. Im Gegensatz zu vorangegangenen Regelwerken wird in Frankreich ein deutlich größeres Wiederkehrintervall für das „außergewöhnliche Ereignis (la crue exceptionnelle)“ gefordert. In der Nachweisführung müssen für diesen Lastfall alle Sicherheitsstandards sowohl in Bezug auf die Statik als auch auf die Hydraulik erfüllt werden. Die Bemessung auf ein „extremes Ereignis (la crue extrême)“ zielt auf den Grenzzustand der Tragfähigkeit ab und berücksichtigt eine signifikante Versagenswahrscheinlichkeit. Tabelle 2-4 gibt Aufschluss über die Wiederkehrperioden für die jeweilige Anlagenkategorie.

Tabelle 2-4: In Frankreich gültige Klassifizierung von Hochwasserrückhaltebecken, die zu Grunde liegenden Kriterien, Rückhaltevolumen und Stauhöhe, sowie das Wiederkehrintervall für die Bemessungsereignisse „außergewöhnliches Ereignis“ und „extremes Ereignis“ *(CFBR, 2013)*

Klassifizierung	(Stauhöhe² · Stauvolumen$^{0.5}$)	Stauhöhe	Wiederkehrintervall	
			Außergewöhnliches Ereignis	Extremes Ereignis
	[-]	[m]	[Jahre]	[Jahre]
A	≥ 1.500	≥ 20	10.000	100.000
B	≥ 200	≥ 10	3.000	33.000
C	≥ 20	≥ 5	1.000	10.000

2.1.5.2.6 Großbritannien

In Großbritannien wurde das Dokument „Design, operation and adaptation of reservoirs for flood storage (Patterson et al., 2016)“ für die Planung und Bemessung von Hochwasserrückhaltebecken veröffentlicht. Dabei wird generell in Anlagen im Haupt- und Nebenschluss („online“ und „offline flood storage reservoir“) unterschieden, allerdings erfolgt keine differenzierte Bemessung bzw. Sicherheitsbetrachtung. Im Allgemeinen unterliegen Hochwasserrückhaltebecken in Großbritannien dem Stauanlagen-Gesetz (Reservoirs Act, 1975) und werden daher in Abhängigkeit der im Versagensfall auftretenden Gefährdung für die Bevölkerung und Wirtschaft in vier Anlagenkategorien gegliedert. In Tabelle 2-5 werden die Wiederkehrintervalle für das „außergewöhnliche Ereignis (safety flood) “ als auch das „extreme Ereignis (safety check flood)“ zusammengefasst dargestellt.

Tabelle 2-5: In Großbritannien gültige Klassifizierung von Hochwasserrückhaltebecken, die zu Grunde liegenden Kriterien, Rückhaltevolumen und Stauhöhe, sowie das Wiederkehrintervall für die Bemessungsereignisse „außergewöhnliches Ereignis“ und „extremes *Ereignis“ (ICE, 2015; Patterson et al., 2016)*

Kategorie	Risikopotenzial im Versagensfall	Wiederkehrintervall Außergewöhnliches Ereignis [Jahre]	Wiederkehrintervall Extremes Ereignis [Jahre]
A	Große Anzahl von Menschleben gefährdet (≥10)	0,5 x PMF oder 10.000	PMF
B	Großer wirtschaftlicher Verlust, wenige Menschleben gefährdet (<10)	0,3 x PMF oder 1.000	0.5 x PMF oder 10.000
C	Geringer wirtschaftlicher Verlust, geringe Lebensgefahr	0,2 x PMF oder 150	0.3 x PMF oder 1.000
D	Geringer wirtschaftlicher Verlust, keine Lebensgefahr	-	0.2 x PMF oder 150

2.1.5.3 Gesteuerte Einlaufbauwerke

In Bezug auf die Bauart kann zwischen geschlossener und offener Konstruktionsform unterschieden werden (Abbildung 2-7). In der geschlossenen Ausführung werden Rohrdurchlässe in den Damm integriert und über Verschlüsse reguliert. Übersteigt der Wasserstand im Gerinne die Oberkante der Durchlässe erfolgt der Abfluss unter Druck. Besondere bauliche Maßnahmen müssen demzufolge berücksichtigt werden, um Sickerwasser und damit einhergehende Erosionsprozesse zu verhindern. Offene Bauwerke stellen eine Unterbrechung des Dammes dar und werden entsprechend herkömmlicher Wehranlagen konzipiert (Strobl et al., 2004). Abhängig davon, ob der Wehrverschluss über- oder unterströmt wird, stellen sich Freispiegel- bzw. Abflussverhältnisse unter Druck ein.

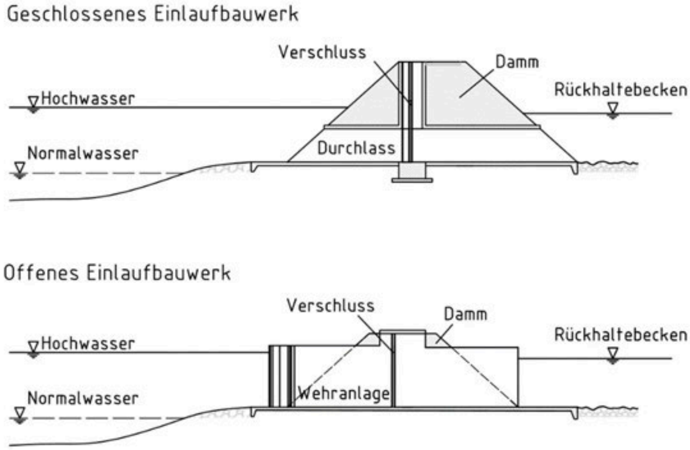


Abbildung 2-7: Schematische Darstellung eines geschlossenen und offenen Einlaufbauwerkes (nach Strobl et al. (2004))

Generell kann der Abfluss durch das Einlaufbauwerk mittels der steuerbaren Verschlussorgane, wie z.B. einem Schütz, reguliert werden. Maßgebend dafür ist allerdings der Wasserstand im Gerinne im Vergleich zur Höhe der Einlaufsohle. Diese Höhendifferenz wird in einem frei fließenden Gewässerabschnitt primär durch den Verlauf der Hochwasserwelle vorgegeben. An staugeregelten Flussabschnitten ergibt sich zusätzlich die Möglichkeit, mit Hilfe der Wehranlage den Wasserstand am Einlaufbauwerk und darüber hinaus das Abflussverhalten indirekt zu regulieren (Fischer, 2008). Bezüglich der Anzahl von Verschlüssen pro Einlaufelement wird vor dem Hintergrund einer hydraulischen Trennung von Gewässer und Rückhaltebecken ein einzelner Verschluss als ausreichend erachtet (Strobl et al., 2004).

Um die vorliegenden topographischen Verhältnisse hinsichtlich Rückhaltevolumen und Abflussreduktion optimal zu nutzen, sollte das Einlaufbauwerk am oberstromigen Ende des Rückhaltebeckens angeordnet und die Einlaufsohle auf Höhe der Böschungsoberkante gewählt werden (Fischer, 2008). Im Weiteren ist eine detaillierte Untersuchung der hydraulischen Verhältnisse im Nahbereich Voraussetzung für eine strömungsbegünstigte Auslegung. Diese Untersuchungen können beispielsweise anhand physikalischer Modellversuche oder numerischer Simulationen erfolgen. Theoretische Ansätze zur Bemessung von seitlichen Wehranlagen sowie Formeln zur Abschätzung des Abflusskoeffizienten werden im nachfolgenden Abschnitt 2.2 angeführt.

Der Auslaufbereich des Einlaufbauwerks ist konstruktiv als Tosmulde, mit anschließendem Kolkschutz auszuführen, um eine angemessene Energieumwandlung zu gewährleisten. Darüber hinaus kann durch Anordnung von Störkörpern oder einer Gegenschwelle am Ende der Tosmulde, welche einen Rückstau zur Folge hätte, die Energieumwandlung verstärkt werden (Strobl et al., 2004).

Hinsichtlich der Sicherheitsbetrachtung könnten Einlaufbauwerke mit nur einem einzelnen Wehrfeld oder einem Durchlass konzipiert werden, weil bei einem Versagen, sowohl in Bezug auf das Öffnen als auch Schließen, die Standsicherheit des Rückhaltebeckens bei entsprechender Dimensionierung der Hochwasserentlastung nicht gefährdet wird. Angesichts der Notwendigkeit einer vorgegebenen Abflussreduktion, um den Hochwasserschutz flussabwärts liegender Gebiete im Ereignisfall zu gewährleisten, sind Varianten mit mehreren Einlaufelementen vorzuziehen (Hartlieb, 2007). In der Praxis wird vor diesem Hintergrund der Ausfall eines Wehrfeldes in der Kapazitätsbemessung berücksichtigt.

Um die Funktionsfähigkeit im Ereignisfall zu gewährleisten, sind weitere Aspekte wie Geschiebe- und Treibguttransport am jeweiligen Standort zu berücksichtigen. In der Regel kann von einem vernachlässigbar geringen Geschiebeeintrag in den Rückhalteraum ausgegangen werden. Dies lässt sich auf die Höhendifferenz zwischen Einlaufsohle und Gerinnesohle, an welcher der Geschiebetransport primär stattfindet, zurückführen (Strobl et al., 2004). Allerdings können Erosions- und Ablagerungsprozesse die hydraulischen Verhältnisse im Nahbereich und die damit in Verbindung stehende Leistungsfähigkeit des Einlaufbauwerks beeinflussen. Umfangreiche Untersuchungen zu dieser Thematik finden sich in Rosier (2007). Hinsichtlich eines Verklausungsrisikos sind Maßnahmen anzuordnen, die darauf abzielen, Treibgut und Geschwemmsel vom Einlaufbauwerk fernzuhalten bzw. im Gerinne weiterzuleiten. Baulich kann dies beispielsweise mit Pfählen, in ausreichendem Abstand zum Einlaufbauwerk, realisiert werden (Strobl et al., 2004).

2.1.5.4 Steuerstrategien und Hochwasserprognose

Um ein gesteuertes Hochwasserrückhaltebecken im Ereignisfall effizient einsetzen zu können, muss eine grundlegende Steuerstrategie in Abhängigkeit der vorherrschenden Randbedingungen definiert werden. Dazu sind detaillierte Abflussuntersuchungen und Optimierungsprozesse in Bezug auf die Steuervorgabe unerlässlich.

Grundsätzlich kann zwischen zwei Zieldefinitionen, einer festen und flexiblen Vorgabe, unterschieden werden (Fischer, 2008). Wird das Rückhaltebecken dazu verwendet, einen kritischen Abfluss im Unterwasser nicht zu überschreiten, genügt die feste Vorgabe eines spezifischen Steuerabflusses. Dieser kann so lange eingehalten werden, bis entweder die erforderliche Abflussreduktion die Leistungsfähigkeit des Einlaufbauwerks übersteigt oder das Rückhaltebecken den Bemessungswasserspiegel, sprich eine vollständige Füllung, aufweist. Für diese Variante liefert ein Bemessungsereignis die Grundlage, um sowohl das Einlaufbauwerk, als auch das erforderliche Rückhaltevolumen zu dimensionieren. Übertrifft ein reales Ereignis das Bemessungsereignis in seiner Fülle, steigt der Gerinneabfluss bei Erreichen der Kapazitätsgrenze sprunghaft an, was theoretisch zum Versagen des Hochwasserschutzes im Unterwasser führen kann (Abbildung 2-8). Der große Vorteil dieser Steuerstrategie ergibt sich aus der eindeutigen Vorgabe für den Entscheidungsträger sowie der Tatsache, dass keine zielgenaue Hochwasserprognose mit entsprechendem Zeithorizont erforderlich ist. Diese Steuerstrategie wird in der Regel zur Erreichung lokaler bis regionaler Schutzziele angewendet. Beispielsweise können dadurch etwa Abflussverschärfungen, verursacht durch die Implementierung von Linearmaßnahmen, entsprechend dem Verschlechterungsverbot, kompensiert werden.

Eine Steuerung nach flexibler Vorgabe zielt darauf ab, das vorhandene Rückhaltevolumen in Bezug auf die Kappung des Wellenscheitels optimal einzusetzen, um im Unterwasser den minimal möglichen Abfluss zu erreichen (Abbildung 2-8). Voraussetzung für die Umsetzung dieser Strategie ist eine adaptive Steuerung des Einlaufbauwerks auf Basis einer exakten Prognose (Homagk, 2007; Schmid, 2007; Strobl et al., 2007; Fischer, 2008). Mehrere Studien haben gezeigt, dass bei unzureichender Qualität und nicht ausreichendem Zeithorizont der Hochwasservorhersage die Wirksamkeit gegenüber der Zieldefinition deutlich abnimmt (Disse et al., 2007; Vogelbacher, 2007; Fischer, 2008; Giehl et al., 2017a; Giehl et al., 2017b). Mit zunehmender Systemgröße sind umfangreiche 2d-numerische Simulationen für den Optimierungsprozess erforderlich, um die Wechselwirkung von Zubringern, natürlichen Überflutungsflächen und Rückhalteräumen in Echtzeit abzubilden. Der hohe Rechenaufwand und Fehler in der Modellstruktur sowie in den Eingangsdaten (z.B. Niederschlag-Abflussvorhersage) erlauben derzeit nur eine eingeschränkte Anwendbarkeit dieser Steuerstrategie (Strobl et al., 2007).

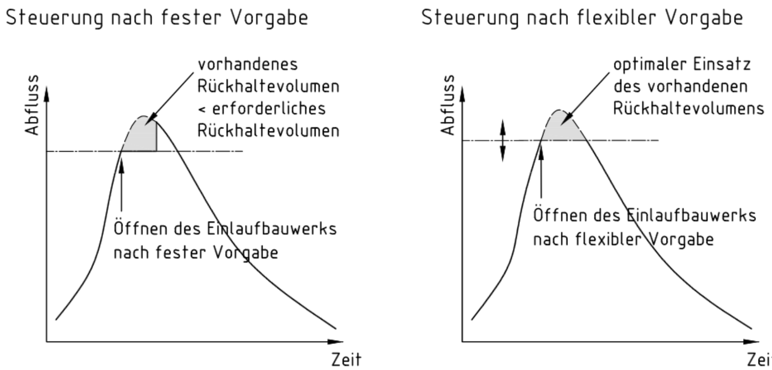


Abbildung 2-8: Schematische Darstellung der Steuerstrategien nach fester und flexibler Vorgabe für ein Hochwasserereignis, dessen Fülle jene des Bemessungsereignisses übersteigt (nach Fischer (2008))

Eine weitere Möglichkeit stellt eine Steuerung nach fester Vorgabe, allerdings innerhalb von Prognosezonen, dar. Die anlaufende Hochwasserwelle wird dazu auf Basis der Vorhersage einer spezifischen Ereigniskategorie zugeordnet. Während dem Ereignis zielt die Steuerung darauf ab, den entsprechend der Kategorie vorgegebenen Abflusswert einzuhalten und das vorhandene Rückhaltevolumen optimal zu nutzen (Abbildung 2-9). Auch in diesem Zusammenhang ist für die schlussendliche Effizienz des Rückhaltebeckens wiederum die Qualität der Prognose entscheidend (Fischer, 2008).

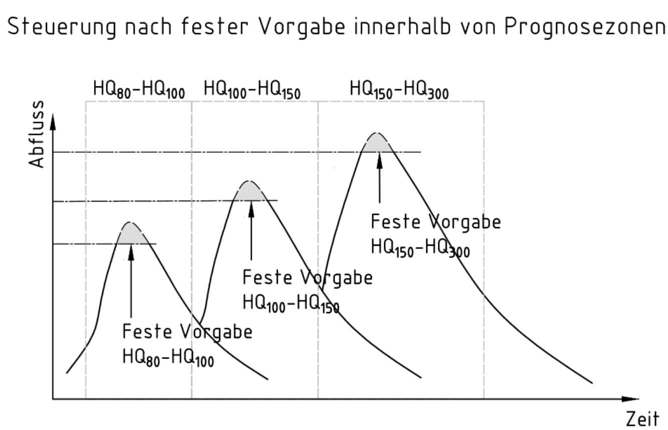


Abbildung 2-9: Schematische Darstellung der Steuerstrategie nach fester Vorgabe innerhalb von Prognosezonen (nach Fischer (2008))

2.2 Seitlich angeströmte Wehre

2.2.1 Allgemeines

Ein seitlich angeströmtes Wehr wird in der Regel dazu verwendet, einen Teil des Abflusses im Hauptgerinne in ein Nebengerinne oder Rückhaltebecken auszuleiten. Dabei wird generell das Ziel verfolgt, einen definierten Wasserstand y_u bzw. Abfluss Q_u flussab dieser Anlage einzuhalten. Bei bekannter Gerinnegeometrie, Rauheit und Neigung ist bei zuströmendem Abfluss Q_o die Länge des Wehrs so zu wählen, dass $Q_o - Q_u = Q_w$, jener Abfluss, der seitlich über das Wehr abgeführt werden soll (Schmidt, 1957). Die Dimensionierung solcher Bauwerke gestaltet sich in der Praxis jedoch als besondere Herausforderung, weil auf Grund der seitlichen Anordnung, parallel zur Hauptfließrichtung, die hydraulischen Verhältnisse entlang der Wehranlage variieren (Abbildung 2-10). Die herkömmliche Theorie für normal (senkrecht) angeströmte Wehre kann daher nicht ohne grundlegende Anpassungen herangezogen werden (Schmidt, 1957; May et al., 2003). Zusätzlich ergibt sich an natürlichen Gerinnen die Problematik eines sich ändernden Gerinnequer- und -längsschnitts sowie ein potenzielles Versagen durch den Einfluss von Treibgut und Geschiebe (Scheuerlein, 1984).

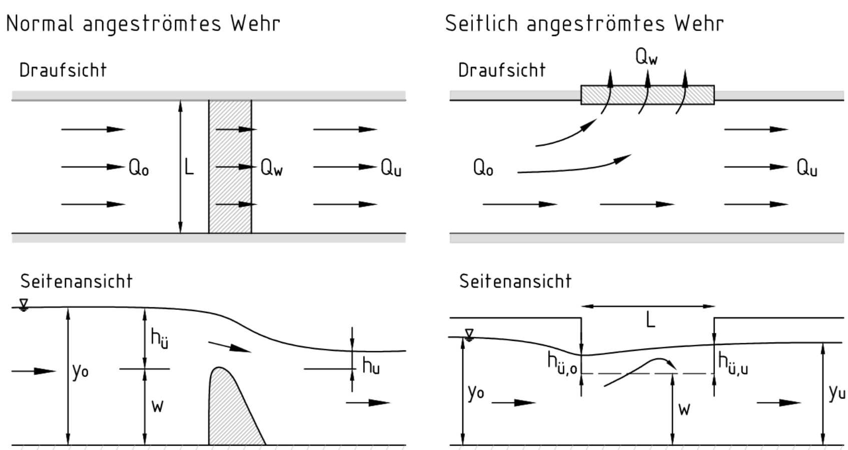


Abbildung 2-10: Schematische Darstellung eines normal und seitlich angeströmten Wehrs in der Drauf- und Seitenansicht

Im Allgemeinen kann zwischen gesteuerten und ungesteuerten Wehranlagen unterschieden werden. Überschreitet die Wasserspiegelhöhe die Wehrkrone, setzt in der ungesteuerten Variante der Abfluss ein und steigt mit zunehmender Höhe weiter an. Im Fall einer

gezielten Steuerung kann einerseits die Anzahl und andererseits der Öffnungsgrad der Verschlüsse angepasst und somit der Abfluss reguliert werden (May et al., 2003). Eine typische Anwendung findet sich im Hochwasserschutz, wo durch gezielte Abflussreduktion die Gefahr für die Unterlieger vermindert werden soll. Ein weiterer Bereich ist die Abwasserbewirtschaftung, wo seitliche Wehre eingesetzt werden, um bei Gemischtwassersystemen im Überlastfall die Kapazitätsgrenzen der unterirdischen Kanäle sowie der nachgeschalteten Kläranlagen sicherzustellen. Darüber hinaus erfordern Wasserkraftanlagen und Bewässerungssysteme den Einsatz dieses Bautyps (May et al., 2003; Freimann, 2014). Trotz der hydraulischen Ähnlichkeiten ergeben sich in der Praxis signifikante Unterschiede, was eine Vielzahl von durchgeführten Studien zu diesem Thema verdeutlicht.

2.2.2 Theorie normal angeströmter Wehre

An Fließgewässern werden Wehranlagen vorrangig transversal zum Gerinne ausgerichtet, sodass die Anströmung im Grundriss möglichst rechtwinkelig zur Wehrkrone erfolgt. Das Wehr erfüllt in den meisten Fällen den Zweck, den Wasserstand flussaufwärts zu regulieren. Bei Anlagen mit mehreren, steuerbaren Wehrfeldern gilt für den gesuchten Abfluss $Q = f($Überfallhöhe $h_ü$, Wehrhöhe w, aufsummierte Wehrlänge der geöffneten Wehrfelder L, Kronenform,…). Dieser Zusammenhang reduziert sich zu $Q = f(h_ü)$, wenn die Anlage ungesteuert, sprich die Wehrhöhe in Bezug zur Gerinnesohle w und die Wehrlänge L unveränderlich gewählt werden (Zanke, 2013). Speziell bei Messwehren wird diese Abhängigkeit genutzt, um auf Basis der gemessenen Überfallhöhe $h_ü$, welche die unbeeinflusste Oberwasserspiegellage über der Wehrkrone darstellt, den Abfluss zu bestimmen (May et al., 2003). Der Abfluss über die Wehranlage kann allerdings maßgeblich durch rückstauendes Unterwasser beeinflusst werden. Man unterscheidet in diesem Zusammenhang zwischen vollkommenen und unvollkommenen Abflussverhältnissen, wobei die Grenze und die Abhängigkeit mittels hydraulischer Versuche empirisch bestimmt werden können. Diese Grenze ist nicht auf die Lage der Überfallkrone fixiert, weil auch höhere Unterwasserstände vollkommene Abflussverhältnisse erlauben. Für den unvollkommenen Zustand gilt $Q = f(h_ü, h_u)$, indem ein zusätzlicher Einfluss des Unterwasserstands in Bezug auf die Wehrkrone h_u, berücksichtigt wird (Schmidt, 1957; Zanke, 2013).

Weist die Wehranlage eine horizontale Wehrkrone auf und der flussaufwärtige Gerinneabschnitt erzeugt gleichförmige Abflussbedingungen, kann von einem 2-dimensionalen Abflussverhalten mit einem vertikalen Geschwindigkeitsprofil, welches sich entlang der Krone

nicht ändert, ausgegangen werden. Abweichungen sind allerdings an den Rändern zu erwarten, wenn durch Breitenänderungen Kontraktionen hervorgerufen werden bzw. das Abflussverhalten durch seitliche Mauern beeinflusst wird (May et al., 2003).

Mit geringer werdendem Abstand zur Wehrkrone steigt die Fließgeschwindigkeit an und der Wasserspiegel sinkt ab, bis etwa an der Wehrkrone die kritische Fließtiefe y_{gr} unterschritten wird. Die kritische Fließtiefe und der damit einhergehende Fließwechsel sind von besonderer Bedeutung, weil in diesem Übergang ein spezieller hydraulischer Zusammenhang vorherrscht. Abbildung 2-11 zeigt, dass im Punkt der kritischen Fließtiefe y_{gr}, bei vorliegender Energiehöhe E_0, der maximale Abfluss Q_{max} abgeführt wird.

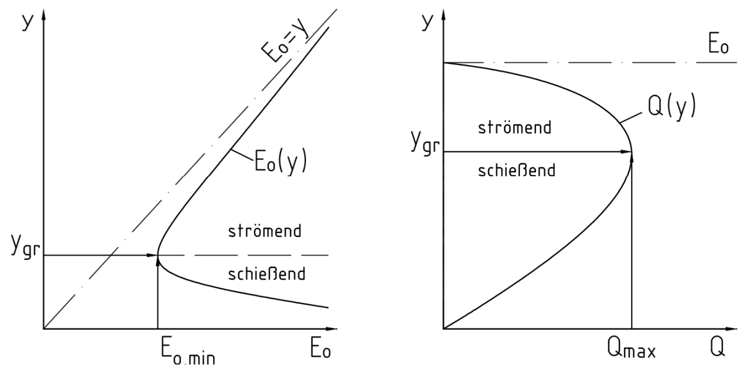


Abbildung 2-11: Spezifische Energiehöhe E_0 als Funktion der Fließtiefe y, bei konstantem Abfluss Q (links); Abfluss Q als Funktion der Fließtiefe y, bei konstanter Energiehöhe E_0 (rechts) (nach Jirka und Lang (2009))

Weist die Wehrkrone eine ausreichende Länge auf, sodass sich eine parallele Strömung mit hydrostatischer Druckverteilung einstellt, herrscht im Bereich der Wehrkrone ein kritischer Abflusszustand und das Wehr agiert als sogenannte „Abflusskontrolle" (Abbildung 2-12) (Jirka und Lang, 2009). Folglich kann der vollkommene, durch das Unterwasser unbeeinflusste Abfluss mit der Formel nach *Bernoulli* berechnet werden (Zanke, 2013).

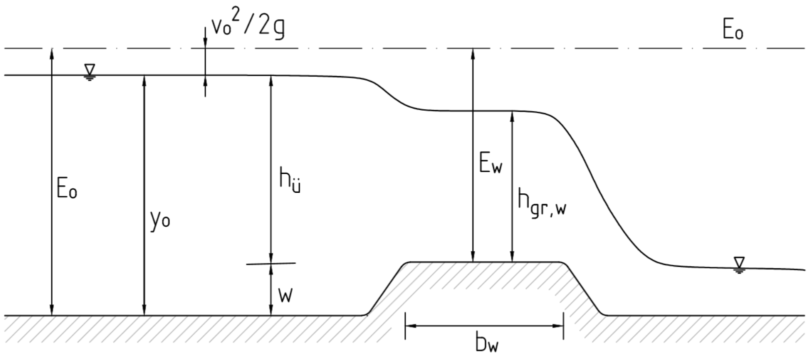


Abbildung 2-12: Abfluss über ein breitkroniges Wehr, das als „Abflusskontrolle" agiert, weil sich im Bereich der Wehrbreite b_w die kritische Fließtiefe h_{gr} einstellt (nach Jirka und Lang (2009))

Die Bedeutung der kritischen Fließtiefe (Grenztiefe) y_{gr} und die damit verbundenen Gleichungen für den kritischen Abfluss (Grenzabfluss) Q_{gr} werden nachfolgend für ein verlustfreies Gerinne mit der Wasserspiegelbreite *B* und der Querschnittsfläche *A* anhand einer Wehranlage mit der Länge *L* (normal zur Fließrichtung) diskutiert. Es handelt sich dabei um eine 1-dimensionale Betrachtung, in der die einzelnen Parameter querschnittsgemittelt angenommen werden.

Für Strömungen in einem Gerinnequerschnitt ergibt sich die spezifische Energiehöhe E_0 bezogen auf die lokale Sohllage aus der Fließtiefe *y* und der Geschwindigkeitshöhe $\frac{v^2}{2g}$ zu:

$$E_0 = y + \frac{v^2}{2g} \tag{2-1}$$

Wird die Fließgeschwindigkeit *v* anhand des Gerinneabflusses *Q* und der benetzte Querschnittsfläche *A* ausgedrückt, führt dies zu:

$$E_0 = y + \frac{Q^2}{2 \cdot g \cdot A^2} \tag{2-2}$$

Im kritischen Fließzustand nimmt die spezifische Energie ein Minimum ein (Abbildung 2-11) und kann daher mittels des Extremwertes (1. Ableitung von Gl. (2-2)) berechnet werden:

$$\frac{dE_0}{dy} = 1 - \frac{Q^2}{g \cdot A^3} \frac{dA}{dy} = 0 \tag{2-3}$$

Für einen rechteckigen Gerinnequerschnitt gilt $dA = B \cdot dy$ und im kritischen Zustand $A = A_{gr} = B_{gr} \cdot y_{gr}$. Daraus ergibt sich:

$$1 = \frac{{Q_{gr}}^2 \cdot B_{gr}}{g \cdot {A_{gr}}^3} \tag{2-4}$$

Für die kritische Fließtiefe y_{gr} gilt allgemein:

$$y_{gr} = \left(\frac{{Q_{gr}}^2}{g \cdot {B_{gr}}^2}\right)^{\frac{1}{3}} = \frac{2}{3}\,E \tag{2-5}$$

Folglich gilt für die kritische Fließtiefe über der Wehrkrone $h_{gr,w}$:

$$h_{gr,w} = \frac{2}{3}\,E_w = \frac{2}{3}\left(h_{ü} + \frac{v^2}{2g}\right) \tag{2-6}$$

wobei $h_{ü}$ die Überfallhöhe bezogen auf die Wehrhöhe w ist. Der gesamte Abfluss Q errechnet sich aus dem kritischen Abfluss durch Umformung der Gleichung (2-4), mit

$$Q = \sqrt{g \cdot h_{gr,w}^3} \cdot L = \sqrt{g}\left[\frac{2}{3} \cdot \left(h_{ü} + \frac{v^2}{2g}\right)\right]^{\frac{3}{2}} \cdot L \tag{2-7}$$

wobei B durch L, die Länge der Wehrkrone normal zur Anströmung, ersetzt wird. Durch erneutes Umformen ergibt sich:

$$Q = \left[\frac{1}{\sqrt{2}}\left(\frac{2}{3}\right)^{\frac{3}{2}}\left(1 + \frac{v^2}{2g \cdot h_{ü}}\right)^{\frac{3}{2}}\right]\sqrt{2g} \cdot h_{ü}^{\frac{3}{2}} \cdot L \tag{2-8}$$

und schließlich der Standardtyp der Formel nach *Du Buat* (Du Buat, 1779; Bollrich, 2007) für überströmte Bauwerke (Wehre) mit einem dimensionslosen Abflusskoeffizienten $C_{Q,B}$:

$$Q = \frac{2}{3} \cdot C_{Q,B} \cdot \sqrt{2g} \cdot \left(h_{ü} + \frac{v^2}{2g}\right)^{\frac{3}{2}} \cdot L \tag{2-9}$$

Ein breitkroniges, hohes Wehr mit starkem Staueffekt ($\frac{h_{ü}}{w} \sim 0$) weist in den meisten Fällen eine sehr geringe Fließgeschwindigkeit *v* = 0 im Oberwasser vor. Für die Berechnung des Abflusses gilt nach *Poleni* (1717):

$$Q = \frac{2}{3} \cdot C_{Q,P} \cdot \sqrt{2g} \cdot (h_{ü})^{\frac{3}{2}} \cdot L \qquad (2\text{-}10)$$

Der theoretische Abflusskoeffizient $C_{Q,P}$ entspricht dem Klammerausdruck in Gl. (2-8) und ergibt sich zu

$$C_{Q,P} = \frac{1}{\sqrt{3}} = 0{,}577 \qquad (2\text{-}11)$$

Eine Vielzahl von Untersuchungen zeigen, dass es sich bei dem mit Gl. (2-9) und (2-10) und mit dem Abflusskoeffizienten aus Gl. (2-11) berechneten Abfluss nur um einen Schätzwert mit der typischen Ergebnisstreuung handelt (Zanke, 2013). Dies kann auf eine Zunahme der Grenzschicht bzw. nicht hydrostatische Druckverteilungen, hervorgerufen durch eine vertikale Krümmung der Strömung im Bereich der Wehrkrone, zurückgeführt werden (May et al., 2003). In Abbildung 2-13 sind experimentell ermittelte Abflusskoeffizienten für gängige Wehrkronenformen dargestellt. In *Aigner und Bollrich* (2015) wird im Detail auf weitere Wehr- und Gerinne-spezifische Eigenschaften eingegangen, welche zu Abweichungen vom theoretischen Abflusskoeffizienten führen. Der tatsächliche Abflusskoeffizient C_Q berechnet sich aus den folgenden Faktoren:

$$C_Q = \mu_0 \cdot \mu_1 \cdot \mu_2 \cdot \mu_3 \cdot \mu_4 \cdot \mu_5 \cdot \mu_6 \qquad (2\text{-}12)$$

wobei μ_0 der Basiswert des Überfallquerschnitts, μ_1 der Einfluss der Zulaufgeschwindigkeit (kinetische Energie), μ_2 der Einfluss durch Verluste und Einschnürung (Energieverluste), μ_3 der Einfluss der Strahlform, μ_4 der Unterwassereinfluss (Rückstau), μ_5 Einfluss bei schräger Anströmung und μ_6 der Pfeilereinfluss sind.

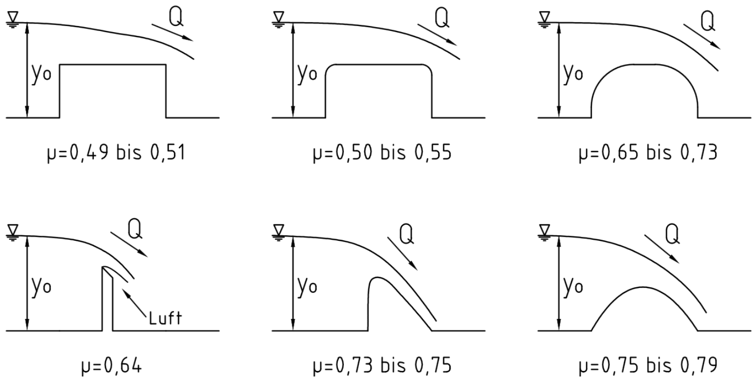


Abbildung 2-13: Werte für den Abflusskoeffizienten in Abhängigkeit der Wehrkronenform (nach Zanke (2013))

2.2.3 Theorie seitlich angeströmter Wehre

2.2.3.1 Allgemeines

Die Abflussverhältnisse an seitlich angeströmten Wehren erweisen sich als äußerst komplex und werden, im Vergleich zum normal angeströmten Wehr, zusätzlich durch folgende Faktoren beeinflusst:

- Die Wehrkrone ist in der Regel über der Gerinnesohle und nur an einer Seite des Gerinnes angeordnet. Dies führt dazu, dass vorrangig oberflächennahe Schichten im Bereich der Ausleitung umgelenkt werden. Sohlnahe Schichten und Bereiche an der gegenüberliegenden Gerinneseite werden weniger stark beansprucht, was zu einem dreidimensionalen Strömungszustand führt.
- Der Winkel, in welchem die Strömung die Wehrkrone kreuzt, hängt von der vorherrschenden Fließgeschwindigkeit ab. Je höher die Geschwindigkeit im Gerinne ist, desto geringer ist der Anströmwinkel. Darüber hinaus variiert dieser auf Grund der fortschreitenden Abflussreduktion entlang des Wehrs.
- Bedingt durch die Abflussreduktion und abhängig vom vorherrschenden Fließzustand (strömend oder schießend) steigt oder fällt der Wasserstand im Gerinne, was wiederum den Ausfluss über das Wehr beeinflusst.

2.2.3.2 Einfluss der *Froude*-Zahl

Der Fließzustand, welcher sich flussauf und flussab der Wehranlage im Gerinne einstellt, wirkt sich maßgebend auf die Abflusskapazität des Wehrs aus. Die unterschiedlichen Zustände können anhand der *Froude*-Zahl, die das Verhältnis zwischen Trägheitskraft und Schwerkraft in der Strömung angibt, kategorisiert werden.

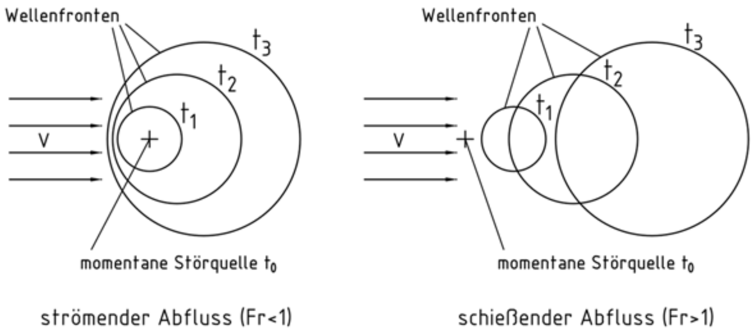


Abbildung 2-14: Einfluss des Fließzustands (strömend bzw. schießend) auf die Ausbreitung einer, durch eine momentane Störquelle verursachte Wellenfront (nach Jirka und Lang (2009))

Wird die Impulsgleichung auf eine kleine Störwelle in einem Gewässer mit der Fließtiefe *y* angewendet, kann die Fortpflanzungsgeschwindigkeit *c* mit der Erdbeschleunigung *g* berechnet werden:

$$c = \sqrt{g \cdot y} \tag{2-13}$$

Voraussetzung für die Störwellenberechnung nach Gl. (2-13) ist eine sogenannte Flachwasserwelle, welche eine größere Wellenlänge als die Wassertiefe aufweist (Jirka und Lang, 2009). Das Verhältnis aus Fortpflanzungsgeschwindigkeit *c* und mittlerer Fließgeschwindigkeit *v* im Gerinne gibt an, ob sich der Störeffekt in beide Richtungen oder nur stromabwärts auswirkt (Abbildung 2-14). Die *Froude*-Zahl widerspiegelt dieses Verhältnis:

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{g \cdot y}} \tag{2-14}$$

Ist die *Froude*-Zahl $Fr > 1$, wird der Fließzustand als schießend oder überkritisch bezeichnet und die Störung pflanzt sich nur in Strömungsrichtung fort. Bei einer *Froude*-Zahl $Fr < 1$ wird von einem strömenden oder unterkritischen Fließzustand gesprochen, wobei sich die Störwelle in beide Fließrichtungen ausbreitet (Abbildung 2-15). Bei der Störquelle kann

es sich sowohl um eine momentane, punkförmige Einwirkung handeln oder auch um ein permanentes, über den gesamten Querschnitt reichendes Element.

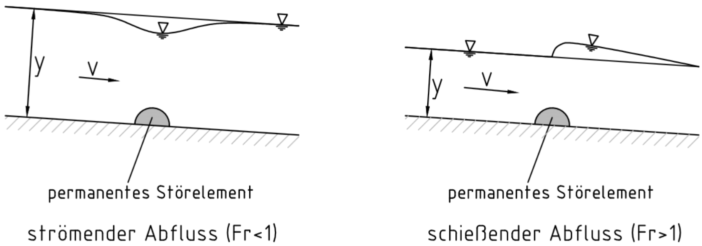


Abbildung 2-15: Auswirkung eines permanenten Störelements auf den Wasserspiegel bei strömendem bzw. schießendem Abfluss (nach Jirka und Lang (2009))

Abhängig von der *Froude*-Zahl können vier grundlegende Typen von Fließzuständen an seitlich angeströmten Wehren beobachtet werden (Abbildung 2-16) (May et al., 2003). Die *Froude*-Zahl am oberen Ende der Wehranlage wird mit Fr_o und am unteren Ende mit Fr_u gekennzeichnet. Bedingt durch die Abflussreduktion ist die kritische Fließtiefe im Unterwasser $y_{gr,u}$ kleiner als jene im Oberwasser $y_{gr,o}$ (vgl. Gl. (2-5)).

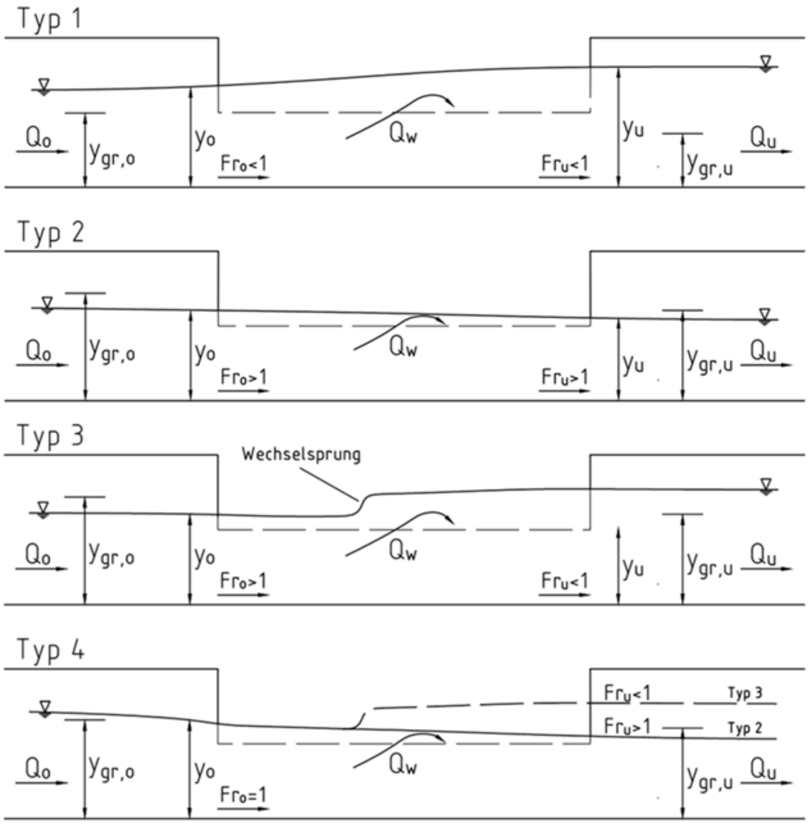


Abbildung 2-16: Einfluss der Froude-Zahl auf die Wasserspiegellage längs eines seitlich angeströmten Wehrs; Typ 1 – strömender Abfluss; Typ 2 – schießender Abfluss; Typ 3 – Fließwechsel von schießend zu strömend; Typ 4 – Fließwechsel von strömend zu schießend (zweiter Fließwechsel von schießend zu strömend) (nach May et al. (2003))

- Typ 1 (Abbildung 2-16). In dieser Variante treten entlang der gesamte Wehrlänge unterkritisch, strömende Abflussverhältnisse auf ($Fr < 1$), was in der Regel für Gerinne mit geringer Sohlneigung (< 1/200) zutrifft. Der Wasserspiegel steigt mit zunehmender Abflussreduktion an und erreicht sein Maximum am unteren Ende des Wehrs. Der Wehrabfluss pro Längeneinheit wird durch den vorherrschenden Wasserspiegel maßgebend beeinflusst und nimmt daher ebenfalls zu.

- Typ 2 (Abbildung 2-16). In diesem Fall ist die Fließtiefe am oberen und unteren Ende des Wehrs kleiner als die kritische Fließtiefe, es handelt sich daher um überkritische (schießende) Verhältnisse. In diesem Zustand nimmt der Wasserspiegel bedingt durch die Abflussreduktion entlang des Wehrs ab, weshalb der größte Wehrabfluss am oberen Ende auftritt. Typ 2 verhält sich daher genau umgekehrt zu Typ 1.
- Typ 3 (Abbildung 2-16). Eine Änderung der Gerinneneigung von steil zu flach bzw. eine Querschnittsänderung im Unterwasser können einen Fließwechsel von schießend zu strömend hervorrufen. Die am oberen Ende vorherrschende überkritische Fließtiefe nimmt zuerst ab (vgl. Typ 2), bis nach einer gewissen Entfernung ein Wechselsprung auftritt und die Fließtiefe den kritischen Wert überschreitet. Nach diesem Punkt steigt der Wasserspiegel bis zum Wehrende weiter an (vgl. Typ 1).
- Typ 4 (Abbildung 2-16). Flussaufwärts des Wehrs liegt die Fließtiefe über der kritischen Tiefe, unterschreitet diese allerdings am oberen Ende des Wehrs. Daraus resultiert ein Fließwechsel von strömend zu schießend. Abhängig von den Verhältnissen im Gerinne flussab des Wehrs (Neigung und Geometrie), kann sich im Anschluss sowohl Typ 2 als auch Typ 3 einstellen.

In der Praxis empfiehlt es sich den Typ 3 und 4 zu vermeiden, weil die Position des Wechselsprungs sehr sensibel auf Abfluss- sowie Rauheitsänderungen reagiert. Im Fall eines instabilen Wechselsprungs tritt eine signifikante Volatilität der Wasserspiegellage auf. Damit ist der im Zuge der Dimensionierung festgelegte Wehrabfluss wesentlichen Schwankungen ausgesetzt (May et al., 2003).

2.2.3.3 Ansatz nach *De Marchi*

Um das konträre Verhalten der Wasserspiegellagen in Typ 1 und 2 (Abbildung 2-16) zu beschreiben, kann die eindimensionale Gleichung einer räumlich veränderten stationären Strömung mit ungleichförmigen Abfluss herangezogen werden. Abhängig davon, welche Herleitung zu Grunde gelegt wird, existieren zwei Formen dieser Gleichung. Eine basiert auf dem Ansatz der Energieerhaltung, die zweite auf der Impulserhaltung. Beiden Varianten liegen folgende Annahmen zu Grunde:

- Die vertikale Druckverteilung kann effektiv als hydrostatisch betrachtet werden.

- Der Wasserspiegel ist in jedem Querschnitt über die gesamte Gerinnebreite horizontal, ändert sich jedoch über die Länge des Wehrs (vgl. Abbildung 2-16).
- Das seitlich angeströmte Wehr wirkt als Abflusskontrolle. Im Bereich der Wehrkrone entspricht die Fließtiefe der kritischen Tiefe ($y = y_{gr}$, $Fr = 1$).
- Ungleichmäßige Geschwindigkeitsverteilungen im Gerinne können durch einfache Energie- und Impulskorrekturkoeffizienten abgebildet werden.

Da in der Realität nicht alle dieser Annahmen erfüllt werden, ist davon auszugehen, dass theoretische Berechnungen und experimentelle Untersuchungen nicht perfekt übereinstimmen. Anpassungen können daher notwendig werden, um den Vorhersagefehler so gering wie möglich zu halten (May et al., 2003). 1934 präsentierte *De Marchi* (1934) eine analytische Lösung für die Gleichung des räumlich variierenden Abflusses auf Basis der Energieerhaltung. Die darin enthaltene Definition des Abflusskoeffizienten diente als Grundlage für eine Vielzahl von experimentellen sowie numerischen Untersuchungen von seitlich angeströmten Wehren. Aus diesem Grund wird dieser Ansatz nachfolgend im Detail beschrieben. Die Gleichung auf Basis der Impulserhaltung fand kaum Anwendung, weshalb diese auch in der vorliegenden Arbeit nicht weiter betrachtet wird.

Neben den zuvor genannten Annahmen gelten für die Gleichung basierend auf der Energieerhaltung zwei weitere Grundsätze. Einerseits wird davon ausgegangen, dass entlang des Wehrs keine Energiedissipation stattfindet und andererseits, dass die kinetische Energie des durchschnittlich im Gerinne verbleibenden Abflusses jener entspricht, die mit dem Abfluss über das Wehr abgeführt wird. Untersuchungen haben gezeigt, dass erstere Annahme generell zutrifft, allerdings Abweichungen in Bezug auf die kinetische Energie auftreten ($\alpha \neq 1$) (May et al., 2003). Die Gleichung ergibt sich damit zu:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{I_S - I_E + \frac{\alpha \cdot q \cdot Q_x}{g \cdot A^2}}{1 - \frac{\alpha \cdot B \cdot Q_x}{g \cdot A^3}} \tag{2-15}$$

wobei *A* die benetze Querschnittsfläche, *B* die Wasserspiegelbreite, *g* die Erdbeschleunigung, Q_x der Abfluss im Gerinne an der Stelle *x* vom oberen Ende des Wehrs, *q* der Wehrabfluss pro Längeneinheit, I_S das Sohlgefälle, I_E das Energieliniengefälle, *dy* die Änderung der Fließtiefe nach *dx* und α der Energiekorrekturkoeffizient für eine ungleichförmige Geschwindigkeitsverteilung ($\alpha \geq 1$) sind. Der Wehrabfluss pro Längeneinheit kann mit der

Gleichung nach *Poleni* (1717), unter Berücksichtigung eines Abflusskoeffizienten für seitliche angeströmte Wehre $C_{Q,M}$, wie folgt berechnet werden:

$$q = -\frac{dQ}{dx} = \frac{dQ_w}{dx} = \frac{2}{3} \cdot C_{Q,M} \cdot \sqrt{2g} \cdot \left(h_{\ddot{u},x}\right)^{\frac{3}{2}} \quad (2\text{-}16)$$

wobei die Fließtiefe $h_{\ddot{u},x}$ an der Stelle x bezogen auf die Wehrhöhe w anhand der Fließtiefe y_x in Bezug auf die Gerinnesohle berechnet wird:

$$h_{\ddot{u},x} = y_x - w \quad (2\text{-}17)$$

Nach *De Marchi* (1934) kann Gl. (2-15) wie folgt abgeleitet werden:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{4}{3} \cdot \frac{C_{Q,M}}{B} \cdot \frac{\sqrt{(E-y) \cdot (y-w)^3}}{3 \cdot y - 2 \cdot E} \quad (2\text{-}18)$$

Die erforderliche Wehrlänge *L,* um den zugewiesen Abfluss zu reduzieren ergibt sich durch die Integration von Gl. (2-18) zu:

$$L = \frac{3}{2} \cdot \frac{B}{C_{Q,M}} \cdot \left(\phi_{y,u} - \phi_{y,o}\right) \quad (2\text{-}19)$$

wobei sich $\phi_{y,o}$ auf das obere und $\phi_{y,u}$ auf das untere Ende des Wehrs beziehen. Für $\phi_{y,i}$ gilt:

$$\phi_{y,i} = \frac{2 \cdot E_i - 3 \cdot w}{E_i - w} \cdot \sqrt{\frac{E_i - y_i}{y_i - w}} - 3 \cdot \sin^{-1}\left(\sqrt{\frac{E_i - y_i}{E_i - w}}\right) \quad (2\text{-}20)$$

Die Bestimmung des Abflusskoeffizient $C_{Q,M}$ nach *De Marchi* erfolgt anhand experimenteller Fließtiefen- und Durchflussmessungen am oberen und unteren Ende des Wehrs und kann mit folgender Formel abgeleitet werden.

$$C_{Q,M} = \frac{3}{2} \cdot \frac{B}{L} \cdot \left(\phi_{y,u} - \phi_{y,o}\right) \quad (2\text{-}21)$$

2.2.3.4 Ansatz nach *Schmidt*

Für strömende Abflussverhältnisse wurde von *Schmidt* (1954b) ein weiterer Ansatz präsentiert. Auf Basis der Annahme, dass der Wasserspiegel längs des Wehrs etwa geradlinig ansteigt, wurde die Abflussformel nach *Poleni* angepasst. Die Fließtiefe y wird durch die mittlere Fließtiefe y_m ersetzt, für die gilt:

$$y_m = \frac{y_u - y_o}{2} \tag{2-22}$$

wobei y_u die Fließtiefe am unteren Ende und y_o jene am oberen Ende des Wehrs widerspiegeln. Zur Berechnung dieser Größen wird die *Bernoulli*-Gleichung herangezogen:

$$y_o + \alpha_o \cdot \frac{v_o^2}{2g} + z_o = y_u + \alpha_u \cdot \frac{v_u^2}{2g} + h_v \tag{2-23}$$

y_o ist dabei die Fließtiefe bezogen auf die Gerinnesohle und v_o die Fließgeschwindigkeit am oberen, y_u die Fließtiefe bezogen auf die Gerinnesohle und v_u die Fließgeschwindigkeit am unteren Wehrende. Zur Berechnung der Verlusthöhe h_v ging Schmidt davon aus, dass das Energieliniengefälle in etwa dem Sohlgefälle entspricht ($I_E \cdot L \cong I_0 \cdot L$) und verweist auf die Formel nach *Manning-Strickler*. Daraus folgt die Annahme, dass die spezifische Energie, wie im Ansatz nach *De Marchi*, entlang des Wehrs konstant ist. Die Sohlhöhendifferenz z_o kann mit $z_o = I_0 \cdot L$ berechnet werden. Mit den Geschwindigkeitskorrekturkoeffizienten $\alpha_o = \alpha_u = 1{,}1$ und $h_v = z_o = I_E \cdot L = I_0 \cdot L$ ergibt sich Gleichung (2-23) mit einem weiteren Korrekturkoeffizienten ξ, welcher experimentell ermittelt wurde (Schmidt, 1954a) zu:

$$y_o = y_u - \xi \left(1{,}1 \cdot \frac{v_o^2}{2g} - 1{,}1 \cdot \frac{v_u^2}{2g}\right) \tag{2-24}$$

Darüber hinaus wird in *Emiroglu und Ikinciogullari* (2016) ein empirischer Ansatz definiert, um h_u zu berechnen:

$$y_u = 1{,}0028 \cdot y_o + 0{,}0113 \tag{2-25}$$

Der Abfluss Q_w ergibt sich mit der Formel nach *Poleni* und Gleichung (2-22) zu:

$$Q_w = \frac{2}{3} \cdot C_{Q,S} \cdot \sqrt{2g} \cdot (y_m - w)^{\frac{3}{2}} \cdot L \tag{2-26}$$

wobei es sich bei $C_{Q,S}$ um den Abflusskoeffizienten nach *Schmidt* (1957) handelt, der anhand des Abflusskoeffizienten für normal angeströmte Wehre C_Q wie folgt berechnet wird:

$$C_{Q,S} = 0{,}95 \cdot C_Q \tag{2-27}$$

Das dargestellte Berechnungsverfahren nach *Schmidt* gilt für das Verhältnis aus Fließgeschwindigkeit am oberen Ende des Wehrs und der kritischen Fließgeschwindigkeit $\frac{v_0}{v_{gr}} < 0{,}75$. Bei $\frac{v_0}{v_{gr}} > 0{,}75$ stellt sich am oberen Ende des Wehrs ein Fließwechsel von strömend zu schießend ein und ein erneuter Fließwechsel, verbunden mit einem Wechselsprung, tritt längs des Wehrs auf (vgl. Abbildung 2-16, Typ 4) (Schmidt, 1957).

2.2.3.5 Ansatz nach *May*

Auf Basis der *Bernoulli*-Gleichung und der Annahme konstanter spezifischer Energie längs des Wehrs ($I_E \cdot L \cong I_0 \cdot L$) leiteten *May et al.* (2003) den nachfolgenden Ansatz her:

$$y_o + \alpha_o \cdot \frac{v_o^2}{2g} = y_u + \alpha_u \cdot \frac{v_u^2}{2g} \tag{2-28}$$

Durch Einsetzen des Abfluss Q_o und der Abflussfläche A_o am oberen sowie Q_u und A_u am unteren Wehrende, ergibt sich Gleichung (2-28) zu:

$$y_o + \alpha_o \cdot \frac{Q_o^2}{2g \cdot A_o^2} = y_u + \alpha_u \cdot \frac{Q_u^2}{2g \cdot A_u^2} \tag{2-29}$$

Für die Energiekorrekturkoeffizienten wird $\alpha_o = 1{,}15$ und $\alpha_u = 1{,}75$ vorgeschlagen. Die Abflussberechnung erfolgt mit einer angepassten Variante der Gleichung nach *Poleni*. Mit y_u, der Fließtiefe am unteren Ende des Wehrs und dem Abflusskoeffizienten $C_{Q,Ma}$ nach *May et al.* (2003), welcher basierend auf experimentellen Untersuchungen abgeleitet wurde, ergibt sich für den Wehrabfluss:

$$Q_w = C_{Q,Ma} \cdot \sqrt{g} \cdot (y_u - w)^{\frac{3}{2}} \cdot L \tag{2-30}$$

2.2.3.6 Ansatz nach *Dominguez*

Ein weiterer Ansatz mit ebenfalls der Annahme einer konstanten spezifischen Energiehöhe und einer linearen Funktion der Wasserspiegeländerung längs des seitlichen Wehrs wurde von *Dominguez* (1999) entwickelt. Für die Wasserspiegeländerung gilt:

$$y_x = y_o + (y_u - y_o) \cdot \frac{x}{L} \qquad (2\text{-}31)$$

wobei y_x die Fließtiefe an der Stelle x bezogen auf die Wehrhöhe, y_o die Fließtiefe am oberen und y_u am unteren Wehrende, L die Wehrlänge und x die Entfernung vom oberen Wehrende abbilden. Durch Kombination der Formel nach *Poleni* mit dem Integral der Gleichung (2-31) ergibt sich die Abflussformel zu:

$$Q_w = \left[\frac{2}{5} \cdot C_{Q,D} \cdot \frac{\left(\frac{y_u - w}{y_o - w}\right)^{2.5} - 1}{\left(\frac{y_u - w}{y_o - w}\right) - 1}\right] \frac{2}{3} \cdot \sqrt{2g} \cdot (y_o - w)^{\frac{3}{2}} \cdot L \qquad (2\text{-}32)$$

Der Abflusskoeffizient $C_{Q,D}$ nach *Dominguez* wurde ebenfalls empirisch bestimmt.

2.2.3.7 Abflusskoeffizient für seitlich angeströmte Wehre

Auf Grundlage der beschriebenen Ansätze zur Berechnung des Abflusses in einem seitlich angeströmten Wehr wurden eine Vielzahl von physikalischen Modellversuchen und numerischen Simulationen durchgeführt, um den unbekannten Abflusskoeffizienten C_Q zu bestimmen. Eine Einteilung anhand der jeweiligen Kronenform erlaubt es, die unterschiedlichen Studien zu kategorisieren. Im Rahmen einer Literaturrecherche zeigte sich, dass primär scharfkantige Wehrformen untersucht wurden, weil dieser Wehrtyp in der Siedlungswasserwirtschaft breite Anwendung findet (Subramanya und Awasthy, 1972; Ranga Raju et al., 1979; Hager, 1987; Singh et al., 1994; Borghei et al., 1999; Paris et al., 2012; Bagheri et al., 2014a; Bagheri et al., 2014b; Mohammed, 2015; Shariq et al., 2018). Beispielhaft werden nachfolgend einige ausgewählte Berechnungsansätze für den Abflusskoeffizienten angeführt. Veröffentlichungen zu breitkronigen Ausführungen, wie sie in der Regel im Wasserbau eingesetzt werden, sind deutlich seltener (Ranga Raju et al., 1979; May et al., 2003; Park und Rhee, 2010; Cho und Kang, 2011; Oertel et al., 2011; Namaee et al., 2013). Die vorliegende Arbeit zielt allerdings auf diesen Bautyp ab, weshalb auch der Fokus der nachfolgenden Formelsammlungen darauf ausgerichtet wurde (Tabelle 2-6 und Tabelle 2-7).

Der Abflusskoeffizient für seitlich angeströmte Wehre kann als Funktion der Fließtiefe bezogen auf die Gerinnesohle *y*, der Fließtiefe bezogen auf die Wehrhöhe $h_ü$, der Wehrlänge *L*, der Wehrhöhe *w*, der Fließgeschwindigkeit *v*, der Gerinnebreite *B* sowie der Wehrkronenbreite b_w ausgedrückt werden:

$$C_Q = (y, h_{ü}, v, L, w, B, b_w) \quad (2\text{-}33)$$

Mit dem Buckingham-π Theorem (Buckingham, 1914) kann diese Funktion dimensionslos dargestellt werden. Dabei werden die zuvor angeführten Parameter variabel kombiniert (unter Voraussetzung der Dimensionslosigkeit des Verhältnisses), eine mögliche Variante ergibt sich zu:

$$C_Q = \left(\frac{w}{h_{ü}}, Fr, \frac{L}{B}, \frac{b_w}{y}\right) \quad (2\text{-}34)$$

Die *Froude*-Zahl Fr_o am oberen Ende des Wehrs ist in mehreren Quellen als der einflussreichste Parameter definiert und wird daher als einzige Variable in den ermittelten Formeln berücksichtigt. In nachfolgenden Untersuchungen wurden weitere dimensionslose Parameter eingeführt. Von besonderer Bedeutung ist der angegebene Gültigkeitsbereich, in denen die jeweilige Formel angewendet werden kann.

Tabelle 2-6: Gleichungen zur Abschätzung des Abflusskoeffizienten für scharfkantige Wehrkronen, der zu Grunde liegende Berechnungsansatz sowie die Gültigkeitsbereiche

Quelle	Gleichung für den Abflusskoeffizienten CQ	Anmerkungen
(Ranga Raju et al., 1979)	$C_{Q,M} = (0{,}81 - 0{,}6 \cdot Fr_o)$ (2-35)	$C_{Q,M}$ nach *De Marchi* $Fr_o = 0{,}1 \sim 0{,}5$
(Singh et al., 1994)	$C_{Q,M} = 0{,}33 - 0{,}18 \cdot Fr_o + 0{,}49 \cdot \frac{w}{h_{ü}}$ (2-36)	$C_{Q,M}$ nach *De Marchi* $Fr_o = 0{,}25 \sim 0{,}4$ $\frac{w}{h_{ü}} = 0{,}4 \sim 0{,}9$
Borghei et al. (Borghei et al., 1999)	$C_{Q,M} = 0{,}7 - 0{,}48 \cdot Fr_o - 0{,}3 \cdot \frac{w}{h_{ü}} + 0{,}06 \cdot \frac{L}{B}$ (2-37)	$C_{Q,M}$ nach *De Marchi* $Fr_o = 0{,}1 \sim 0{,}9$ $\frac{w}{h_{ü}} = 0{,}05 \sim 0{,}85$

Tabelle 2-7: Gleichungen zur Abschätzung des Abflusskoeffizienten für breite Wehrkronen, der zu Grunde liegende Berechnungsansatz sowie die Gültigkeitsbereiche

Quelle	Gleichung für den Abflusskoeffizienten C_Q	Anmerkungen
(Ranga Raju et al., 1979)	$C_{Q,M} = (0{,}81 - 0{,}6 \cdot Fr_o) \cdot \left(0{,}8 + 0{,}1 \cdot \frac{h_{ü,o}}{L}\right)$ (2-38)	$C_{Q,M}$ nach *De Marchi* $Fr_o = 0{,}1 \sim 0{,}5$
(May et al., 2003)	$C_{Q,Ma} = \eta \cdot \left[J - K \cdot \left(\frac{L}{B}\right) \cdot Fr_u\right]$ $J = \left(0{,}5212 - 0{,}1752 \cdot \frac{\frac{h_{ü,u}}{w}}{1{,}5 + \frac{h_{ü,u}}{w}}\right) + \left(0{,}1041 + 0{,}1426 \cdot \frac{\frac{h_{ü,u}}{w}}{1{,}5 + \frac{h_{ü,u}}{w}}\right) \cdot \left(\frac{1}{1 + \frac{4 \cdot h_{ü,u}}{L}}\right)$ $K = 0{,}018 + 0{,}149 \cdot \left(\frac{\frac{h_{ü,u}}{w}}{0{,}27 + \frac{h_{ü,u}}{w}}\right)$ (2-39)	$C_{Q,Ma}$ nach *May* $\frac{h_{ü,u}}{w} = 0{,}01 \sim 5{,}0$ $\frac{h_{ü,u}}{L} = 0{,}01 \sim 0{,}1$ $\frac{L}{B} = 0{,}01 \sim 1{,}0$ $Fr_u = 0{,}0 \sim 0{,}6$
(Park und Rhee, 2010)	$C_{Q,M} = 0{,}4923 - 0{,}1056 \cdot Fr_o - 0{,}0005 \cdot \frac{w}{h_o} + 0{,}0098 \cdot \frac{L}{B} + 0{,}0047 \cdot \frac{B_w}{h_{ü,o}}$ (2-40)	$C_{Q,M}$ nach *De Marchi* $Fr_o = 0{,}06 \sim 0{,}5$
(Oertel et al., 2011)	$C_{Q,M} = 0{,}05 \cdot \log\left(0{,}7 \cdot y_o \cdot \sqrt{Fr_o}\right) + 0{,}35$ $y = \left(1{,}44 - 2{,}4 \cdot \sqrt{Fr_o} + Fr_o\right) \cdot \frac{B^2}{L^2}$ (2-41)	$C_{Q,M}$ nach *De Marchi* $Fr_o = 0{,}3 \sim 0{,}75$ $w = 0$
(Cho und Kang, 2011)	$C_{Q,M} = 0{,}473 + 0{,}059 \cdot Fr_o - 0{,}513 \cdot \frac{w}{h_o} + 0{,}027 \cdot \frac{L}{h_o}$ (2-42)	$C_{Q,M}$ nach *De Marchi* $Fr_o = 0{,}41 \sim 0{,}99$ $\frac{w}{h_o} = 0{,}43 \sim 0{,}81$ $\frac{L}{h_o} = 1{,}42 \sim 13{,}32$
(Namaee et al., 2013)	$C_{Q,M} = -0{,}036 \cdot \left(\frac{w}{h_o}\right)^{1{,}286} + 0{,}186 \cdot (Fr_o)^{-0{,}117} - 0{,}214 \cdot \left(\frac{h_o}{B}\right)^{0{,}952} - 4{,}137 \cdot \left(\frac{L}{B}\right)^{-5{,}472}$ (2-43)	$C_{Q,M}$ nach *De Marchi* $\frac{w}{h_o} = 0{,}3 \sim 1{,}0$ $Fr_o = 0{,}4 \sim 0{,}75$ $\frac{h_o}{B} = 0{,}04 \sim 0{,}17$ $\frac{L}{B} = 2{,}4 \sim 4{,}0$

2.3 Modelle im Wasserbau

2.3.1 Allgemeines

In der Regel lassen sich wasserbauliche Fragestellungen auf Grund ihrer Komplexität nicht anhand analytischer Modelle und basierend auf theoretischen Überlegungen beantworten. Auch ein Nachbau im Naturmaßstab ist im Allgemeinen, bedingt durch die messtechnischen Anforderungen sowie aus Kosten- und Platzgründen, nicht realisierungswürdig. Wenn daher das Abflussgeschehen nicht mittels in-situ-Messungen erfasst werden kann, bedarf es idealisierter Modelle, die die wesentlichen Eigenschaften der Wirklichkeit widerspiegeln und eine Analyse der relevanten Prozesse erlauben (Roger, 2011).

Eine Möglichkeit stellen dabei physikalische (hydraulische) Modellversuche dar, die die Realität verkleinert widerspiegeln. Voraussetzung dabei ist die Einhaltung der Kriterien der Ähnlichkeitsmechanik, nach denen die Vorgänge im Modell und in der Natur mit den gleichen physikalischen Gesetzen beschrieben werden können. Die daraus resultierenden Verhältnisse für geometrische, kinematische und dynamische Größen werden als Modellgesetze bezeichnet und ermöglichen die Übertragung der physikalischen Messgrößen zwischen Modell- und Naturmaßstab (Martin und Pohl, 2015).

Den rasanten Entwicklungen der letzten Jahrzehnte im Bereich der Rechentechnik und Informatik ist es zu verdanken, dass heute numerische Modelle eine weitere Möglichkeit zur Lösung wasserbaulicher Fragestellungen darstellen (Martin und Pohl, 2015). Diese Modelle basieren auf der räumlichen und zeitlichen Diskretisierung der theoretischen hydrodynamischen Grundgleichungen. In Abhängigkeit der jeweiligen Fragestellung sind daher Approximationen erforderlich, um die zugrunde liegenden, allgemeingültigen Differentialgleichungen entsprechend zu vereinfachen (Musall, 2011; Bachmann et al., 2014). Im nachfolgenden Abschnitt wird auf die hydrodynamischen Grundgleichungen sowie auf relevante Vereinfachungen im Zuge der Anwendung numerischer Methoden zur Lösung dieser Gleichungen eingegangen.

2.3.2 Hydrodynamische Grundlagen

Die Mechanik (gr. Mechané = Maschine, Kunstgriff, Wirkungsweise) als Teilgebiet der Physik zielt darauf ab, den Bewegungszustand eines Körpers sowie die dabei wirkenden Kräfte

zu beschreiben. Generell umfasst die Mechanik zahlreiche Teilgebiete, die anhand verschiedener Kriterien unterteilt werden können. Beispielhaft zeigt Abbildung 2-17 eine Gliederung nach dem Aggregatzustand, wobei zwischen quasi-starren Festkörpern und deformierbaren Fluiden differenziert wird (Mahnken, 2012).

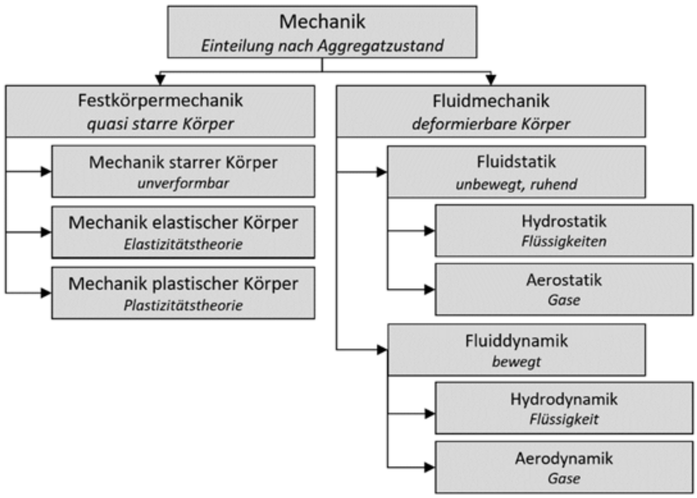


Abbildung 2-17: Teilgebiete der Mechanik in Abhängigkeit vom Aggregatzustand; Festkörper- und Fluidmechanik

Auch die Strömung (Bewegung) von Flüssigkeiten und Gasen wird allgemein der Mechanik zugeordnet und im Teilbereich der Fluidmechanik zusammengefasst. Um Effekte auf molekularer (mikroskopischer) Ebene zu umgehen, erfolgt in der Regel eine Idealisierung der Fluide in Form einer Kontinuumsbetrachtung. Im Vergleich zu Feststoffen, die im Zuge einer von außen aufgebrachten konstanten Einwirkung eine endliche Verformung aufnehmen können, reagieren Fluide mit einer unbegrenzten Deformation, einer „ausweichenden" Bewegung (Strömung) (Durst, 2006). Bei raschen Formänderungen erzeugen allerdings die Zähigkeit (Viskosität) und die Massenträgheit einen charakteristischen Widerstand (Böge und Böge, 2011).

Wird ausschließlich das Strömungsverhalten von Flüssigkeiten betrachtet, spricht man von der Hydrodynamik. Auf Basis der wissenschaftlichen Erkenntnisse von *Archimedes* (287-212 v. Chr) und *Leonardo da Vinci* (1452-1519) entwickelten im 17. bis 19. Jahrhundert Mathematiker wie *Isaac Newton* (1643-1727), *Daniel Bernoulli* (1700-1782), *Louis Navier* (1785-1836) und *George Gabriel Stokes* (1819-1903) die entsprechenden Grundgleichungen. Im

Anschluss folgten mit der Entwicklung der Messtechnik empirische Ansätze von *Henry Darcy* (1803-1897), *Julius Weisbach* (1806-1871), *William Froude* (1810-1879) und *Robert Manning* (1816-1897). Erkenntnisse zur Turbulenz, der Grenzschicht und der Wandrauheit lieferten nachfolgend *Osborne Reynolds* (1842-1942), *Ludwig Prandtl* (1875-1953) und *Johann Nikuradse* (1884-1979). Die historischen Erkenntnisse und aufgestellten Theorien wurden in der Folge mittels empirischer Untersuchungen verifiziert und werden, u.a. durch stetig verbesserte Messverfahren und Auswertetechniken, kontinuierlich weiterentwickelt (Aigner und Bollrich, 2015).

2.3.3 Kontinuitäts- und *Navier-Stokes-Gleichungen*

Die Grundgleichungen der Hydrodynamik beruhen auf den Erhaltungsprinzipen der Physik, der Lösung der Bilanzgleichungen der Masse, der Energie und des Impulses. Für inkompressible Fluide wird in der Regel die Energieerhaltung vernachlässigt und daher nur die Bilanzgleichungen der Masse und des Impulses herangezogen. Hingegen beruhen die Lösungsansätze für kompressible Fluide und Strömungen mit Wärmetransport auf den Energiebilanzgleichungen, die bei Bedarf um Transportgleichungen erweitert werden (Aigner und Bollrich, 2015).

Die Herleitung der Bilanzgleichung der Masse basiert auf einem infinitesimal (nahezu unendlich) kleinen, starren Volumenelement (differentiales Kontrollvolumen), wobei die zeitliche Änderung der Masse im betrachteten Element der Differenz von ein- und austretenden Massenströmen entspricht. Die Kantenlängen des Elements sind *dx*, *dy* und *dz.* Die resultierende Gleichung degeneriert zur Volumenerhaltung und wird in der Hydrodynamik als Kontinuitätsgleichung bezeichnet (Malcherek, 2008). Mit der Annahme eines inkompressiblen Fluids, mit räumlich und zeitlich konstanter Dichte ρ und dynamischer Viskosität μ, ergibt sich die Gleichung zu (Aigner und Bollrich, 2015):

$$\sum dQ = dQ_x + dQ_y + dQ_z = 0 \begin{cases} dQ_x = \frac{\partial v_x}{\partial x} \cdot dx \cdot dA_{yz} = \frac{\partial v_x}{\partial x} \cdot dx \cdot dy \cdot dz = \frac{\partial v_x}{\partial x} \cdot dV \\ dQ_y = \frac{\partial v_y}{\partial y} \cdot dy \cdot dA_{xz} = \frac{\partial v_y}{\partial y} \cdot dx \cdot dy \cdot dz = \frac{\partial v_y}{\partial y} \cdot dV \\ dQ_z = \frac{\partial v_z}{\partial z} \cdot dz \cdot dA_{xy} = \frac{\partial v_z}{\partial z} \cdot dx \cdot dy \cdot dz = \frac{\partial v_z}{\partial z} \cdot dV \end{cases} \tag{2-44}$$

Wird die Gleichung nun durch das differentiale Kontrollvolumen *dV* dividiert, erhält man die nachfolgende Differentialgleichung der Kontinuität (Aigner und Bollrich, 2015):

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0 \tag{2-45}$$

Die Bilanzgleichung des Impulses wird ebenfalls mittels eines infinitesimal kleinen Kontrollvolumens definiert und die angreifenden Kräfte werden analog dem zweiten *Newtonschen Gesetz* (Aktionsprinzip) formuliert. Neben den ein- und austretenden Impulsströmen wird die zeitliche Änderung des Impulses im Element zusätzlich von einwirkenden Massen- und Oberflächenkräften bestimmt. Im Detail wird in lokale Beschleunigungskräfte (aus lokaler, zeitlicher Massenänderung), konvektive Beschleunigungskräfte (aus der Fluidbewegung), Druckkräfte, Reibungskräfte (aus Viskosität) und Volumenkräfte (z.B. Schwer- und Corioliskraft) differenziert (Musall, 2011). Für inkompressible Fluide führt die Kräftebilanz zur allgemeinsten Formulierung der Strömungsgleichung, der *Navier-Stokes-Gleichung*. Bezogen auf die Masse ergeben sich am differentialen Element die einzelnen Beschleunigungsglieder wie folgt (Aigner und Bollrich, 2015):

lokale Beschleunigung:
$$\frac{\partial \vec{\mathrm{v}}_i}{\partial t} \tag{2-46}$$

konvektive Beschleunigung:
$$v_j \cdot \frac{\partial v_i}{\partial x_j} \tag{2-47}$$

Beschleunigung aus äußeren Kräften:
$$f_i = \begin{pmatrix} 2 \cdot \omega \cdot v_y \cdot sin\theta \\ -2 \cdot \omega \cdot v_x \cdot sin\theta \\ -g \end{pmatrix} \tag{2-48}$$

Beschleunigung aus Druckkräften:
$$\frac{1}{\rho} \cdot \frac{\partial p}{\partial x_i} \tag{2-49}$$

Beschleunigung aus viskoser Reibung:
$$\frac{\partial}{\partial x_j}\left(\nu_T \cdot \frac{\partial v_i}{\partial x_j}\right) \tag{2-50}$$

Werden die genannten Beschleunigungsgliedern kombiniert, führt dies zur *Navier-Stokes-Gleichung*:

$$\frac{\partial \vec{\mathrm{v}}_i}{\partial t} + v_j \cdot \frac{\partial v_i}{\partial x_j} = f_i - \frac{1}{\rho} \cdot \frac{\partial p}{\partial x_i} + \frac{\partial}{\partial x_j}\left(\nu_T \cdot \frac{\partial v_i}{\partial x_j}\right) \tag{2-51}$$

Um die Gleichungen (2-46) bis (2-51) vereinfacht darstellen zu können, wurden die nachfolgenden Definitionen zu Grunde gelegt:

Vektor $\vec{\mathrm{v}}_i$:
$$\vec{\mathrm{v}}_i = \begin{pmatrix} v_x \\ v_y \\ v_z \end{pmatrix} \quad (2\text{-}52)$$

Divergenz von $\vec{\mathrm{v}}_i$:
$$\frac{\partial v_i}{\partial x_i} = div\ \vec{\mathrm{v}} = \frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} \quad (2\text{-}53)$$

Gradient von p:
$$\frac{\partial p}{\partial x_i} = grad\ p = \begin{pmatrix} \frac{\partial p}{\partial x} \\ \frac{\partial p}{\partial y} \\ \frac{\partial p}{\partial z} \end{pmatrix} \quad (2\text{-}54)$$

Gradient von $\vec{\mathrm{v}}_i$:
$$\frac{\partial v_i}{\partial x_j} = grad\ \vec{\mathrm{v}} = \begin{pmatrix} \frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_x}{\partial y} + \frac{\partial v_x}{\partial z} \\ \frac{\partial v_y}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_y}{\partial z} \\ \frac{\partial v_z}{\partial x} + \frac{\partial v_z}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} \end{pmatrix} \quad (2\text{-}55)$$

Divergenz des Gradienten:
$$\frac{\partial}{\partial x_j}\left(\frac{\partial v_i}{\partial x_j}\right) = div\ grad\ \vec{\mathrm{v}} = \begin{pmatrix} \frac{\partial^2 v_x}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v_x}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 v_x}{\partial z^2} \\ \frac{\partial^2 v_y}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v_y}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 v_y}{\partial z^2} \\ \frac{\partial^2 v_z}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v_z}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 v_z}{\partial z^2} \end{pmatrix} \quad (2\text{-}56)$$

Werden die drei Bilanzgleichungen des Impulses in den drei Raumrichtungen (*Navier-Stokes-Gleichung*) mit der Bilanzgleichung der Masse (Kontinuitätsgleichung) kombiniert, ergibt sich ein Gleichungssystem bestehend aus nichtlinearen, partiellen Differentialgleichungen, mit dem die vier Unbekannten (Druck p und Geschwindigkeitskomponenten v_x, v_y und v_z) in einem realen, reibungsbehafteten und turbulenten Strömungsfeld ermittelt werden können (Durst, 2006; Malcherek, 2008). Wird die Reibung (Viskosität) vernachlässigt, geht die *Navier-Stockes-Gleichung* in die *Euler-Gleichung* idealer Fluide über. Da in dieser

theoretischen Strömung keine Schubspannungen auftreten, sind die Geschwindigkeitsvektoren gleich groß und gleich ausgerichtet. Dieses Strömungsfeld wird deshalb auch als Potentialströmung bezeichnet (Durst, 2006).

2.3.4 Vereinfachte Formen der *Navier-Stokes-Gleichungen*

Obwohl die *Navier-Stokes-Gleichungen* mittels der Methode der direkten numerischen Simulation (DNS) vollständig gelöst werden können, erfordert die räumliche und zeitliche Diskretisierung auch kleinster turbulenter Wirbel einen sehr hohen Rechenaufwand. Dies hat zur Folge, dass derzeit nur Simulationen mit kleiner *Reynoldszahl* (max. ca. 100.000) mit dieser Methode gelöst werden können (Musall, 2011). Für die praktische Anwendung wurden weitere Approximationen wie die Large Eddy Simulation (LES) und statistische Turbulenzmodelle (*Reynolds-Gleichung*) entwickelt. Während in der LES große Wirbel direkt im Berechnungsnetz und kleine Wirbel über Feinstrukturmodelle universell abgebildet werden, beruhen die statistischen Modelle auf zeitlicher Mittelung der Schwankungsgrößen (Musall, 2011). Wird der statistische Modellansatz in der *Navier-Stockes-Gleichung* durch einen zusätzlichen Beschleunigungsterm berücksichtigt:

Beschleunigung aus turbulenter Reibung (Reynolds-Spannungstensor): $$\frac{\partial}{\partial x_j}\left(\overrightarrow{\overline{v_i' \cdot v_j'}}\right) \qquad (2\text{-}57)$$

und zeitlich gemittelt, entsteht die *Reynolds-gemittelte Navier-Stokes-Gleichung* (RANS), die auch abgekürzt als *Reynoldsgleichung* bezeichnet wird, zu (Aigner und Bollrich, 2015):

$$\frac{\partial \bar{v}_i}{\partial t} + v_j \cdot \frac{\partial \bar{v}_i}{\partial x_j} = \overline{f_i} - \frac{1}{\rho} \cdot \frac{\partial \bar{p}}{\partial x_i} + \frac{\partial}{\partial x_j}\left(\nu_T \cdot \frac{\partial \bar{v}_i}{\partial x_j}\right) - \frac{\partial}{\partial x_j}\left(\overrightarrow{\overline{v_i' \cdot v_j'}}\right) \qquad (2\text{-}58)$$

Zur Lösung des *Reynoldsschen* Spannungstensors sind wiederum zusätzliche Gleichungen, sogenannte Turbulenzmodelle, welchen zum Teil erhebliche Vereinfachungen zu Grunde liegen, erforderlich. Das wohl weitverbreitetste dieser Modelle in der Ingenieurpraxis ist das k-ε-Modell (Launder und Spalding, 1974) und beschreibt anhand von zwei partiellen Differentialgleichungen die zwei turbulenten Größen, die kinetische Energie *k* und die isotrope Dissipationsrate ε. Als weiterführende Quelle bezüglich der entsprechenden Gleichungen wird auf *Durst* (2006), *Malcherek* (2008) und *Musall* (2011) verwiesen.

Die Lösung der *Reynolds-Gleichung* inklusive der erwähnten Turbulenzmodelle ist wiederum mittels numerischer Verfahren näherungsweise möglich. Die Qualität der Simulationsergebnisse wird dabei signifikant von der räumlichen Auflösung der einzelnen Elemente im Rechennetz beeinflusst. Allerdings nimmt mit steigender Anzahl von Elementen auch die Rechenzeit signifikant zu (BMFLUW und ÖWAV, 2007).

Weitere Vereinfachungen werden mittels Einschränkungen der Dimensionalität erzielt, basierend auf der Annahme, dass die Strömungskomponenten in der entsprechenden Richtung vernachlässigbar sind. Werden in der Betrachtung die vertikalen Geschwindigkeiten und Beschleunigungen in der *z*-Impulsgleichung ausgeschlossen, führt dies zur hydrostatischen Druckannahme (Abbildung 2-18). Die Druckdefinition in *x*- und *y*-Richtung kann damit in Abhängigkeit der Wassertiefe (Wasserspiegel) erfolgen, wodurch der Druck als unabhängige Variable aus der Gleichung verschwindet (Musall, 2011). Damit wird zwar der vertikale Impulsaustausch vernachlässigt, horizontale Geschwindigkeitsverteilungen und Sekundärströmungen in *z*-Richtung können allerdings mittels der Kontinuität bestimmt werden. Dieser Ansatz ist für Gewässer mit geringer Wassertiefe gegenüber der horizontalen Ausdehnung zulässig und wird allgemein als Flachwasserapproximation bezeichnet (Bloß und Zielke, 1999).

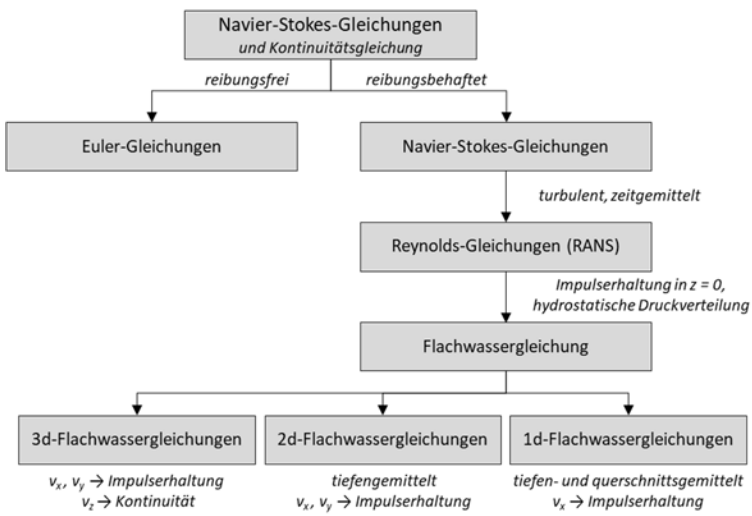


Abbildung 2-18: Hierarchische Darstellung der hydrodynamischen Grundgleichungen und deren Approximationen

Eine zusätzliche Tiefenmittelung der Geschwindigkeiten, wodurch die horizontalen Strömungsfelder in *z*-Richtung vernachlässigt werden, führt von der 3d- zur 2d-tiefengemittelten Flachwassergleichung (Roger, 2011). Wird darüber hinaus die Impulsgleichung in y-Richtung nicht berücksichtigt, resultieren die 1d-Flachwassergleichungen. Die Strömungsgrößen werden dabei über den betrachteten Gerinnequerschnitt gemittelt und die Hauptströmung parallel zur Gerinneachse abgebildet (BMFLUW und ÖWAV, 2007). Abbildung 2-19 veranschaulicht schematisch die grundlegenden Unterschiede von ein- und mehrdimensionalen Strömungen in einem Rechteckkanal.

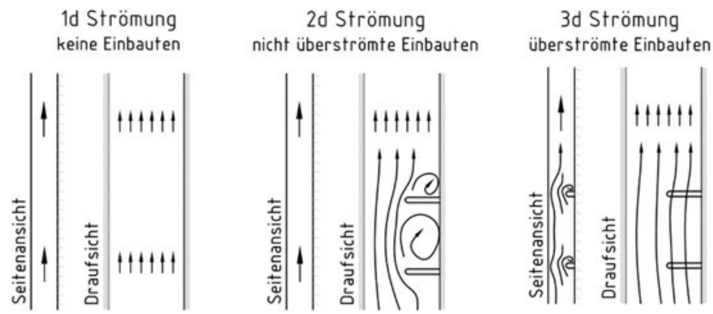


Abbildung 2-19: Schematische Darstellung von ein-, zwei-, und dreidimensionalen Strömungen in einem Rechteckkanal (nach Musall (2011))

2.3.5 Numerische Methoden

Die im vorangegangenen Abschnitt beschriebenen fundamentalen Gleichungssysteme aus partiellen Differenzialgleichungen sind in der Regel analytisch nicht lösbar. Allerdings ermöglichen numerische Verfahren, basierend auf computergestützten Algorithmen, approximative Lösungen herzuleiten (Roger, 2011). Die Strömungsparameter werden im Zuge dessen nicht kontinuierlich, sondern an diskreten Punkten zu diskreten Zeitschritten ermittelt. Dabei stehen die folgenden drei Methoden im Vordergrund: die Methoden der finiten Differenzen (FD), der finiten Volumen (FV) und der finiten Elemente (FE) (Abbildung 2-20). Die Finite-Differenzen-Methode ist das älteste Verfahren, das in der numerischen Strömungsmechanik Einsatz findet und darauf abzielt, ein Gebiet (räumlich ein- oder mehrdimensional, zeitlich) anhand einer endlichen Zahl von Gitterpunkten zu diskretisieren. Die zu Grunde liegenden Differentialgleichungen werden auf diese Weise durch ein System von Differenzengleichungen (Ableitungen der gesuchten Funktion werden durch Differenzenquotienten ersetzt) an den einzelnen Punkten approximiert. Die gesuchte Variable in einem

Punkt taucht dadurch ebenfalls in einer bestimmten Anzahl von benachbarten Punkten auf (Malcherek, 2004). Für die Finite-Volumen-Methode wird das zu untersuchende Strömungsgebiet mit einem numerischen Netz aus einzelnen Gitterzellen überdeckt. Jede Gitterzelle widerspiegelt ein finites Volumen, welches durch einen Zentralknoten in seinem Schwerpunkt repräsentiert wird. Im Unterschied zur FD-Methode werden in diesem Verfahren nicht mehr die einzelnen Punkte betrachtet, sondern die Integralform der fundamentalen Erhaltungsgleichung über das Kontrollvolumen und dessen Oberflächen bilanziert (Ferziger und Peric, 2008). Im Fall der Finiten-Elemente-Methode wird das betrachtete Gebiet (Körper) in diskrete, finite Elemente, die sich nicht überschneiden und deren Eckpunkte sogenannte Knoten bilden, zerlegt. Einwirkungen können aufgrund der einfachen Geometrie der Elemente mittels Ansatzfunktionen (Formfunktionen) berechnet und dadurch das Verhalten des Gesamtkörpers näherungsweise abgebildet werden (Malcherek, 2004).

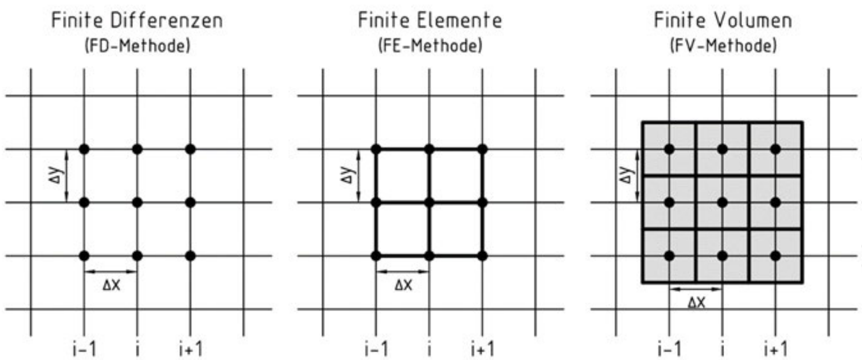


Abbildung 2-20: Schematische Darstellung der numerischen Methoden: Finite Differenzen, Finite Elemente und Finite Volumen (nach Bloß und Zielke (1999))

Neben einer zeitlichen Diskretisierung erfordert jede dieser Methoden eine räumliche Präzisierung des Strömungsfeldes anhand eines numerischen Gitters aus endlich vielen Teilgebieten. Üblicherweise werden dazu Volumen- bzw. Flächenelemente gewählt, die abhängig von der jeweiligen Anordnung und Geometrie strukturierte bzw. unstrukturierte Netze ergeben. Jedoch lassen sich nicht alle Methoden mit den zwei genannten Netztypen beliebig kombinieren. So macht es beispielsweise wenig Sinn, die FD-Methode, bedingt durch die zu Grunde liegende Approximation, im Zusammenhang mit einem unstrukturierten Netz anzuwenden (BMFLUW und ÖWAV, 2007). Bei der FE-Methode wiederum können unregel-

mäßige Netze, bestehend aus Drei- bzw. Vierecksflächen, eingesetzt werden, weil die diskreten Elemente mittels Verteilungsfunktionen definiert werden. Die FV-Methode kann auf beide Netztypen angewandt werden und bietet im Hinblick auf die Berechnungsstabilität zusätzlich den Vorteil, dass im Vergleich zur FE-Methode die Massen- bzw. Volumenkonstanz nicht im gesamten Modell, sondern nur innerhalb der einzelnen Berechnungselemente besteht. Eine umfangreiche Zusammenfassung der einzelnen Methoden sowie deren Anwendungsbereiche und -grenzen findet sich beispielsweise in *Musall* (2011) und *Roger* (2011).

Für die zeitliche Diskretisierung wird fast ausschließlich die Methode der finiten Differenzen verwendet, im Detail allerdings zwischen expliziten und impliziten Verfahren unterschieden (Roger, 2011). Im expliziten Verfahren beziehen sich die Lösungen ausschließlich auf die vorangegangenen Zeitschritte, wobei in der impliziten Variante zusätzlich Lösungen aus dem aktuellen Zeitschritt berücksichtigt werden (Abbildung 2-21). Das implizite Vorgehen bedarf komplexerer Gleichungssysteme, deren Lösung wiederum mit einem vergleichsweise höheren Rechenaufwand verbunden ist (BMFLUW und ÖWAV, 2007).

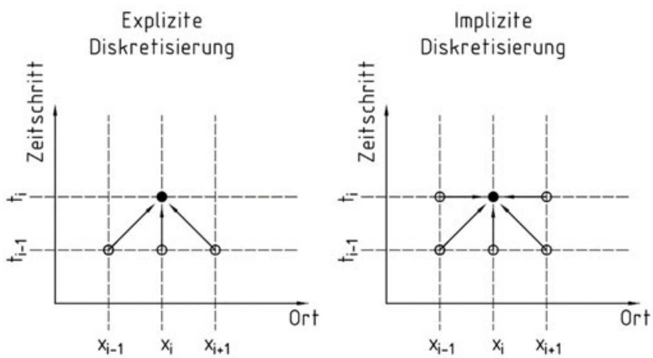


Abbildung 2-21: Schematische Darstellung der zeitlichen Diskretisierung: Explizites und implizites Verfahren (nach Musall (2011))

2.3.6 Verwendete Software

Mittlerweile ist eine Vielzahl von kommerziellen und nicht-kommerziellen Softwarepaketen für die numerische Modellierung hydrodynamischer Fragestellungen verfügbar. Für die Bearbeitung des ersten Forschungsprojektes im Auftrag der Tiroler Landesregierung (Hoch-

wasserschutz – Unteres Unterinntal, 3d-numerische Berechnungen; 2017-2019), deren Ergebnisse den Anlass für die eigentliche Forschungsfrage dieser Arbeit lieferten, wurde die Software FLOW-3D® (Flow Science, Inc., 2017a) herangezogen. Der Schwerpunkt dieser Detailstudie lag in der Optimierung des Abflussverhaltens gesteuerter Einlaufbauwerke von Rückhaltebecken im Nebenschluss, mit dem Ziel, den charakteristischen Abflusskoeffizienten dieser seitlichen Wehranlagen abzuleiten. Die Ergebnisse wurde im Zuge eines weiteren Forschungsprojektes (Hydraulische Berechnungen für den Abschnitt unteres Unterinntal; 2019-2020) in ein Steuerungsmodul eines 2d-numerischen Modells (HYDRO_AS-2d (Nujic, 2019b)) integriert und die regionale Retentionswirkung in Abhängigkeit von variierenden Steuerkonzepten bewertet. Auch die spezifischen Untersuchungen im Zusammenhang mit der finalen Forschungsfrage wurden ebenfalls mit FLOW-3D® bearbeitet.

Die Software HYDRO_AS-2d basiert auf den zweidimensionalen, tiefengemittelten Flachwassergleichungen. Zur Lösung dieses Gleichungssystems wird die Finite-Volumen Methode mit expliziter Zeitdiskretisierung (Runge-Kutta-Verfahren zweiter Ordnung) verwendet und kann daher auf unstrukturierte Geländenetze angewendet werden. Bezüglich den implementierten Gleichungen, Turbulenzansätzen sowie Stabilitätskriterien wird auf das Benutzerhandbuch (Nujic, 2019a) verwiesen.

Auch die Software FLOW-3D® ist weit verbreitet und ermöglicht die Modellierung von instationären dreidimensionalen Strömungen an komplexen Geometrien. Der freie Wasserspiegel wird mit der „Volume of fluid“-Methode nach *Hirt und Nichols* (Hirt und Nichols, 1981) abgebildet und die Reynolds-Gleichung mittels der FD-Methode an einem kartesischen Berechnungsgitter gelöst. Zur Auswahl stehen sechs verschiedene Turbulenzmodelle, wobei im Zuge der durchgeführten Simulationen ausschließlich das k-ε-Modell (Launder und Spalding, 1974) verwendet wurde. Die spezifische Modellerstellung mit Fokus auf die räumliche Diskretisierung sowie Details bezüglich der gewählten Randbedingungen werden in den nachfolgenden Abschnitten (3.3.2 und 4.3) dargestellt. Für darüber hinaus reichende Informationen wird ebenfalls auf das Benutzerhandbuch verwiesen (Flow Science, Inc., 2017b).

3 Hochwasserschutzprojekt UUI

3.1 Forschungsprojekte im Überblick

Um das geforderte Schutzziel für Siedlungsgebiete und bedeutende Wirtschafts- und Verkehrsanlagen bis zu einem hundertjährlichen Hochwasserereignis (HQ_{100}) entsprechend nationalen Vorgaben (WRG, 1959; WBFG, 1985; BMFLUW, 2006b) zu gewährleisten, wurde im Jahr 2015 ein sehr umfangreiches Hochwasserschutzprojekt am Inn im Tiroler Unterinntal initiiert. Das Projektgebiet entlang des Inns flussab der Landeshauptstadt Innsbruck bis zur Grenze zu Bayern umfasst 32 Tiroler Gemeinden und wurde in drei Planungsabschnitte (oberes -, mittleres -, unteres Unterinntal) gegliedert.

Abflussuntersuchungen und Gefahrenzonenausweisungen, die im Auftrag der Tiroler Landesregierung in den Jahren 2011 und 2012 durchgeführt wurden, verdeutlichen für den rund 75 km langen Abschnitt die Notwendigkeit einer Adaptierung des bestehenden Hochwasserschutzkonzeptes. Auf Basis dieser Ergebnisse sind im Fall des hundertjährlichen Bemessungsereignisses Flächen von rund 30 km² betroffen, wobei rund 470 ha auf Siedlungsgebiete entfallen. Neben diesen sind im Weiteren überregional bedeutende Infrastruktureinrichtungen, wie die Inntalautobahn und die Bahnstrecke Innsbruck-Kufstein, gefährdet (Büro Pieler ZT GmbH, unveröffentlicht; Geoconsult Wien ZT GmbH, unveröffentlicht; Hydroconsult GmbH, unveröffentlicht).

Am Arbeitsbereich Wasserbau der Universität Innsbruck wurden im Zeitraum von 2017 bis 2020 drei Forschungsprojekte (Tabelle 3-1) mit Fokus auf den dritten Planungsabschnitt (Inn-km 221,3 – 253,0), das untere Unterinntal, bearbeitet.

Tabelle 3-1: Forschungsprojekte am Arbeitsbereich Wasserbau der Universität Innsbruck, im Auftrag des Amtes der Tiroler Landesregierung, Abteilung Wasserwirtschaft im Zeitraum 2017 – 2020

2017 – 2019	Hochwasserschutz unteres Unterinntal; 3d-numerische Berechnungen zur Gestaltung der EBW der Retentionsräume Voldöpp, Radfeld-Kundl und Angath
2017 – 2019	Hochwasserschutz unteres Unterinntal; EBW Retentionsraum Voldöpp; Physikalischer Modellversuch (Maßstab 1:35) unter Einbeziehung der Ergebnisse der 3d-numerischen Berechnungen
2019 – 2021	Hydraulische Berechnungen für den Abschnitt unteres Unterinntal; Erweiterung der bestehenden Grundlageninformationen zur Wirkung der Hochwasserschutz- und -retentionsmaßnahmen

Das Hochwasserschutzkonzept für diesen Abschnitt sieht vor, die Hochwasserabflussverschärfung, welche durch die Umsetzung der geplanten Linearmaßnahmen und der damit verbundenen Reduktion von Überflutungsflächen ausgelöst wird, durch drei gesteuerte Hochwasserrückhalteräume zu kompensieren (Abbildung 3-1). Diese Becken, welche ein geplantes Volumen von 8,4 Mio. m³ aufweisen, werden zur Gänze auf vorhandenen Überflutungsflächen errichtet und sollen auch in Zukunft landwirtschaftlich genutzt werden.

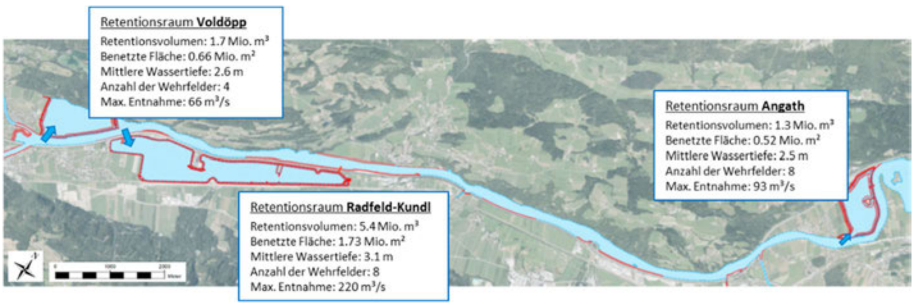


Abbildung 3-1: Darstellung der im Planungsabschnitt „unteres Unterinntal" geplanten Retentionsräume im Nebenschluss (nach ARGE - DonauConsult Ingenieurbüro GmbH und ILF Consulting Engineers (unveröffentlicht a))

Für die drei gesteuerten Einlaufbauwerke wurde ein „Systembaukasten" entwickelt, welcher die Aneinanderreihung von mehreren gleichförmigen, gleich breiten Wehrfeldern vorsieht (ARGE – DonauConsult Ingenieurbüro GmbH und ILF Consulting Engineers, 2017). Trotz der geometrischen Übereinstimmung weichen die Anzahl der Wehrfelder sowie die hydraulischen Gegebenheiten an den geplanten Standorten wesentlich voneinander ab. Um die angestrebte Schutzwirkung zu erreichen, sind die geplanten Durchflusskapazitäten der einzelnen Anlagen auch bei Versagen eines Wehrfeldes und weiteren außergewöhnlichen Einwirkungen, wie Treibgut, zu gewährleisten. Für die konkrete Steuerung im Ereignisfall bedarf es Kennlinien der einzelnen Wehrfelder, welche die Durchflusskapazität in Abhängigkeit von hydraulischen Gegebenheiten im Gerinne und im Becken beschreiben.

Die Dimensionierung der Rückhalteräume erfolgte gemäß den Technischen Richtlinien der Bundeswasserbauverwaltung auf Grundlage des hundertjährlichen Bemessungsereignisses und den Gefahrenzonen, welche anhand vorangegangener Studien definiert wurden (ARGE - DonauConsult Ingenieurbüro GmbH und ILF Consulting Engineers, 2017). Ein reales Hochwasserereignis kann jedoch in seiner Spitze und Fülle maßgeblich von den Bemessungswerten abweichen. Im Zuge der drei Forschungsprojekte wurde dieser Aspekt

im Detail berücksichtigt und die Auswirkungen auf das geplante Schutzkonzept anhand detaillierter Abflussuntersuchungen entlang des gesamten Planungsabschnitts evaluiert. Die gewählten Modelle und erarbeiteten Ergebnisse werden in den nachfolgenden Abschnitten 3.3-3.5 zusammengefasst und können als Grundlagen für eine zukünftige, flexible Steuerung unter Einbeziehung von Hochwasserprognosemodellen herangezogen werden.

3.2 Details zum Hochwasserschutzprojekt

3.2.1 Hydrologische Grundlagen

Die hydrologischen Eingangswerte für das hundertjährliche Bemessungsereignis liefert ein auf Basis von extremwertstatistischen Pegelauswertungen erstellter hydrologischer Längenschnitt. Dieser widerspiegelt eine Hüllkurvenbetrachtung möglicher Hochwasserszenarien einer definierten Auftretenswahrscheinlichkeit (Abbildung 3-3). Am Beginn des Projektabschnitts wird am Pegel Brixlegg ein entsprechender Bemessungsabfluss von HQ_{100} = 2322 m³/s, für ein EZG von 8503,6 km², angegeben. Dieser Wert erhöht sich entlang der rund 30 km langen Fließstrecke auf HQ_{100} = 2388 m³/s am Pegel Kufstein. Entlang dieser Strecke münden folgende auf Grund ihrer EZG-Größe relevanten Zubringer in den Inn: Alpbach (EZG 81,6 km²), Brandenberger Ache (EZG 282,1 km²), Kundler (Wildschönauer) Ache (EZG 87,7 km²), Wörgler Bach (EZG 20,4 km²), Brixentaler Ache (EZG 331,2 km²) und die Weißache (EZG 122,3 km²). In Summe erhöht sich inkl. einiger weiterer kleinerer Zubringer und Zwischeneinzugsgebietsflächen das gesamte EZG auf 9502,7 km². In Abbildung 3-2 wird der Inn sowie die relevanten Zubringer inkl. der vorhandenen hydrographischen Messstellen und der geplanten Rückhalteräume schematisch dargestellt. Von besonderer Bedeutung sind die im Bestand durch die Topographie gegebenen natürlichen Überflutungsflächen, welche beim Ablaufen der Bemessungswelle mit rund 12,0 Mio. m³ dotiert werden, jedoch im hydrologischen Längenschnitt aufgrund der statistischen Auswertung der hydrographischen Pegelmessstellen im Wesentlichen nicht berücksichtigt werden (ARGE – DonauConsult Ingenieurbüro GmbH und ILF Consulting Engineers, 2017).

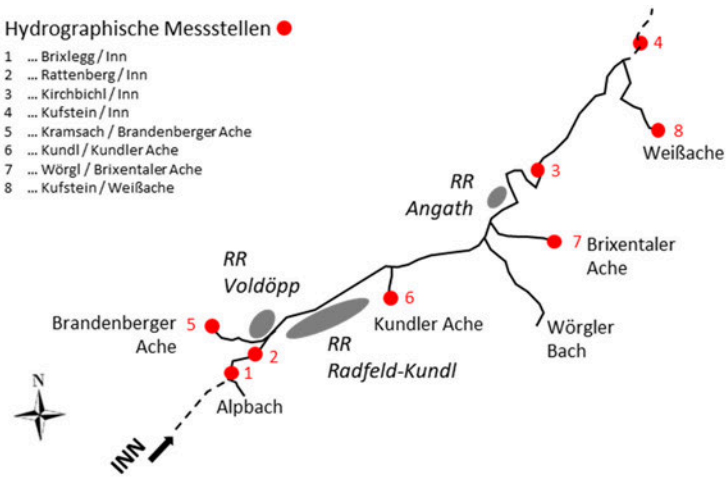


Abbildung 3-2: Projektabschnitt UUI (Inn-km 221,3 - 253,0) - Schematische Darstellung des Inns sowie der relevanten Zubringer inkl. der vorhandenen hydrographischen Messstellen und der geplanten Rückhalteräume

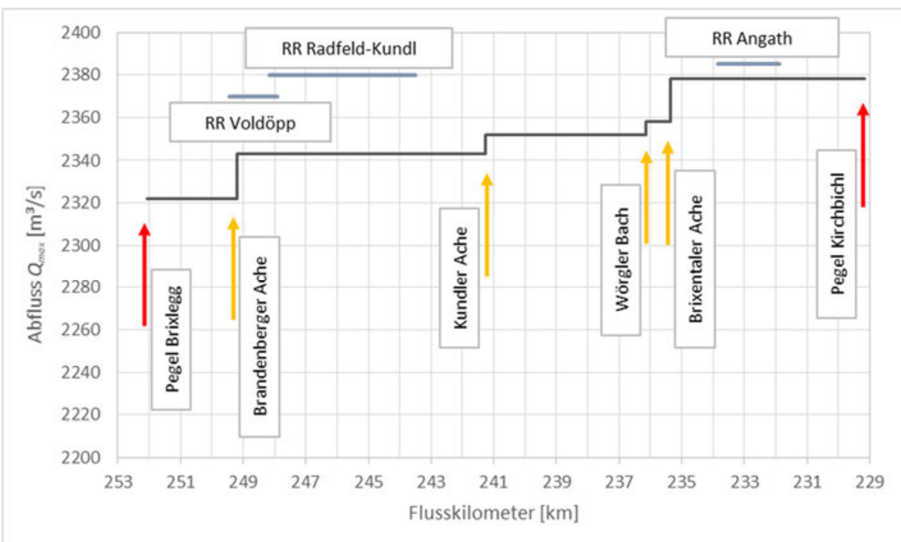


Abbildung 3-3: Hydrologischer Längenschnitt HQ_{100} für den Planungsabschnitt UUI (nach ARGE - DonauConsult Ingenieurbüro GmbH und ILF Consulting Engineers (unveröffentlicht i))

3.2.2 Linearmaßnahmen

Durch die Implementierung von insgesamt 14 Linearmaßnahmen mit einer Gesamtlänge von rund 17,8 km wird das Ziel verfolgt, bestehende Siedlungs- und Gewerbeflächen bis zum Bemessungsereignis HQ_{100} zu schützen. Neben klassischen Hochwasserschutzdämmen und -mauern kommen Mobilelemente zum Verschluss von Durchfahrts- oder Durchgangsöffnungen bzw. zur Aufhöhung bestehender oder geplanter Mauerabschnitte zur Anwendung (ARGE – DonauConsult Ingenieurbüro GmbH und ILF Consulting Engineers, unveröffentlicht a).

3.2.3 Rückhalteräume

Die drei geplanten Rückhalteräume umfassen eine Fläche von 290 ha und ein Volumen von etwa 8,4 Mio. m³. Ihre Position sowie der erforderliche Dotationsabfluss von insgesamt 376 m³/s wurden im Zuge einer Variantenuntersuchung (ARGE – DonauConsult Ingenieurbüro GmbH und ILF Consulting Engineers, unveröffentlicht e) festgelegt. Alle Rückhalteräume werden über ein steuerbares Einlaufbauwerk beaufschlagt, um das vorhandene Retentionsvolumen optimal nutzen zu können. In den nachfolgenden Abschnitten 0 – 3.2.3.4 werden die einzelnen Rückhalteräume sowie die Einlaufbauwerke beschrieben. Neben den Einlaufbauwerken wurden weitere Anlagen zur Hochwasserentlastung, Pumpwerke, Auslaufbauwerke projektiert, auf welche im Zuge dieser Arbeit jedoch nicht im Detail eingegangen wird (ARGE – DonauConsult Ingenieurbüro GmbH und ILF Consulting Engineers, unveröffentlicht b; ARGE – DonauConsult Ingenieurbüro GmbH und ILF Consulting Engineers, unveröffentlicht c; ARGE – DonauConsult Ingenieurbüro GmbH und ILF Consulting Engineers, unveröffentlicht d).

3.2.3.1 Geplante Steuerstrategie

Im Zuge des Generellen Projekts 2016 wurden im Planzustand Abflussuntersuchungen mit dem Bemessungsereignis durchgeführt, mit dem Ziel, die Abflussverschärfung durch die Implementierung der Linearmaßnahmen abzubilden. Um diese Verschärfung mittels der geplanten Rückhalteräume zu kompensieren, wurden sowohl die Volumina als auch die Leistungsfähigkeit der Einlaufbauwerke entsprechend dimensioniert. Die Steuervorgabe Q_{St} definiert jenen Abfluss, der flussab des jeweiligen Rückhalteraums eingehalten werden muss, um am Ende des Planungsabschnitts die Bestandssituation zu gewährleisten (ARGE –

DonauConsult Ingenieurbüro GmbH und ILF Consulting Engineers, unveröffentlicht a) (Tabelle 3-2).

Tabelle 3-2: Zusammenfassung der HQ_{100}-Scheitelabflüsse im Bestand und im Planzustand, sowie die Steuervorgabe und der erforderliche Dotationsabfluss für die drei geplanten Rückhalteräume

	RR Voldöpp	RR Radfeld-Kundl	RR Angath
HQ_{100} Bestand - Hydrologischer LS	2341 m³/s	2341 m³/s	2385 m³/s
HQ_{100} Planzustand - Generelles Projekt 2016 inkl. Abflussverschärfung	2341 m³/s	2277 m³/s	2460 m³/s
Steuervorgabe Q_{St} - Generelles Projekt 2016	2275 m³/s	2057 m³/s	2370 m³/s
Erforderlicher Dotationsabfluss Q_W	66 m³/s	220 m³/s	90 m³/s

3.2.3.2 Rückhalteraum Voldöpp

Der geplante Rückhalteraum Voldöpp befindet sich orographisch links zwischen Inn-km 247,90 und 249,45 auf vorhandenen Überflutungsflächen (im Bemessungsereignis) und soll vom linken Flussufer bis zum nördlich gelegenen Hangfuß, der im Mittel rund 500 m landeinwärts liegt, reichen. Zur Umschließung dieser Fläche von rund 66 ha werden 2,4 km Dämme, welche zum Teil überströmbar ausgeführt werden, errichtet. Trotz seiner Lage, nur 2,5 km vom Start des Projektabschnitts UUI (Inn-km 221,3 – 253,0) entfernt, können bereits zwei wesentliche Zubringer, der Alpbach (EZG 81,6 km²) und die Brandenberger Ache (EZG 282 km²), miterfasst werden. Beim gewählten Bemessungswasserspiegel von 514,40 m ü. A. und einer damit verbundenen mittleren Einstauhöhe von rund 2,6 m weist der Rückhalteraum ein Volumen von 1,7 Mio. m³ auf (ARGE – DonauConsult Ingenieurbüro GmbH und ILF Consulting Engineers, unveröffentlicht b).

Die Wehrsohle des geplanten Einlaufbauwerkes liegt auf 513,0 m ü. A., was der lokalen Geländehöhe im RR entspricht, und umfasst vier Wehrfelder mit einer lichten Weite von je 7,0 m. Die vier Wehrfelder wurden in einem Winkel von 45° zur Streichrichtung des Ufers geneigt, mit dem Ziel die Anströmung zu optimieren. Im Fall des Bemessungsereignisses HQ_{100} ist ein maximaler Dotationsabfluss von 66 m³/s vorgegeben (ARGE – DonauConsult Ingenieurbüro GmbH und ILF Consulting Engineers, unveröffentlicht e).

3.2.3.3 Rückhalteraum Radfeld-Kundl

Der zweite Rückhalteraum Radfeld-Kundl erstreckt sich orographisch rechts von Inn-km 243,50 – 248,15 und liegt zwischen der Inntalautobahn und der parallel dazu verlaufenden ÖBB-Trasse. Wie in Abbildung 3-1 zu erkennen, schließt der RR Radfeld-Kundl an den RR Voldöpp an und weist daher in etwa die gleichen hydrologischen Randbedingungen auf (EZG 8786 km²). Die geplanten Umschließungsdämme mit einer Gesamtlänge von 10,5 km werden so geführt, dass auf Basis des Bemessungsereignisses bereits im Bestand überflutete Flächen flussabwärts von Radfeld bis vor den westlichen Ortsrand von Kundl zur Retention genutzt werden können. Mit einer Fläche von 173 ha ist dieser der größte der geplanten RR und weist bei Erreichen des Bemessungswasserspiegels von 512,1 m ü. A. und einer mittleren Einstauhöhe von 3,13 m ein Volumen von 5,4 Mio. m³ auf (ARGE – DonauConsult Ingenieurbüro GmbH und ILF Consulting Engineers, unveröffentlicht c).

Für das Einlaufbauwerk Radfeld-Kundl ergibt sich eine besondere Situation, wil im Vergleich zu den anderen zwei Einlaufbauwerken die Autobahn unterfahren werden muss. Bedingt durch das vorhandene Straßennivellement und der Geländehöhe im RR stellt sich ab einem Wasserstand im Inn von 511,5 m ein Druckabfluss ein. Insgesamt sollen acht Wehrfelder mit einer lichten Weite von jeweils 6,8 m (dieser Wert wurde im Zuge der Bearbeitung auf 7 m korrigiert) und einer lichten Durchlasshöhe von 2,0 m errichtet werden. Die einzelnen Wehrfelder wurden mit einer Neigung von 60° zur Streichrichtung des Ufers konzipiert. Im Bemessungsereignis ist ein maximaler Dotationsabfluss von 220 m³/s erforderlich (ARGE – DonauConsult Ingenieurbüro GmbH und ILF Consulting Engineers, unveröffentlicht e).

Neben der Wehrweite wurde auch die Dammführung während der Bearbeitung der zuvor erwähnten Forschungsprojekte gegenüber der Planung im Generellen Projekt 2016 (ARGE – DonauConsult Ingenieurbüro GmbH und ILF Consulting Engineers, unveröffentlicht a) angepasst. Dies hatte zur Folge, dass das Einlaufbauwerk nicht mehr direkt in den Retentionsraum mündet, sondern in eine etwa 100 m breite und 500 m lange Flutmulde.

3.2.3.4 Rückhalteraum Angath

Der Rückhalteraum Angath ist die dritte Kompensationsmaßnahme im Projektabschnitt UUI und befindet sich am orographisch linken Ufer des Inn, zwischen Inn-km 231,90 und 233,85. Auf Grund seiner Position im untersten Bereich des Projektabschnitts können neben dem

Inn alle großen Zubringer sowie sonstige Zwischeneinzugsgebiete erfasst werden. Das Konzept aus der regionalen Variantenstudie sieht vor, diesen RR nicht gemeinsam mit den zwei anderen RR zu beaufschlagen, sondern den im Fall verbleibenden Wellenscheitel mit dieser Maßnahme auf die Bestandsverhältnisse zu reduzieren. Das erforderliche Retentionsvolumen im Bemessungsfall von 1,3 Mio. m^3 wird bei einem Bemessungswasserspiegel von 497,9 m ü. A. und einer mittleren Einstauhöhe von 2,48 m erreicht (ARGE – DonauConsult Ingenieurbüro GmbH und ILF Consulting Engineers, unveröffentlicht d).

Das Einlaufbauwerk, bestehend aus acht Wehrfeldern mit einer lichten Weite von jeweils 7,0 m, liegt auf einer Höhe von 496,0 m ü. A., was der lokalen Geländehöhe im RR entspricht. Während dem Scheiteldurchfluss im Bemessungsereignis ergibt sich zwischen Fluss und RR ein nur äußerst geringes Potenzialgefälle von 15 cm (Differenz aus Wasserspiegellage im Inn und Bemessungswasserspiegel im RR). Auf Grund dieser Tatsache wurde die Anzahl der Wehrfelder im Vergleich zum Einlaufbauwerk Voldöpp verdoppelt, wobei der erforderliche Dotationsabfluss nur 90 m^3/s beträgt. Auch dieses Einlaufbauwerk wurde mit einer Ausrichtung von 45° zur Streichrichtung des Ufers konzipiert (ARGE – DonauConsult Ingenieurbüro GmbH und ILF Consulting Engineers, unveröffentlicht e).

3.3 3d-numerische Simulationen – Einlaufbauwerke

3.3.1 Grundlagen

Der Arbeitsbereich Wasserbau der Universität Innsbruck wurde vom Amt der Tiroler Landesregierung, Abteilung Wasserwirtschaft, beauftragt, die Leistungsfähigkeit und Wirkungsweise der geplanten Einlaufbauwerke in die Retentionsräume Voldöpp, Radfeld-Kundl und Angath auf Basis 3d-numerischer Simulationen zu analysieren. Die Simulationen erfolgten mit der Software FLOW-3D® (Flow Science, Inc., 2017a) und umfassten ausschließlich stationäre Reinwasserberechnungen. Weder Geschiebetransportprozesse noch ereignisbezogene Veränderungen der Sohllagen wurden in der Studie berücksichtigt werden.

Eingangs wurde die Durchflusskapazität der Bauwerke im maßgebenden HQ_{100}-Lastfall bestimmt und den im Generellen Projekt 2016 (ARGE – DonauConsult Ingenieurbüro GmbH und ILF Consulting Engineers, unveröffentlicht a) definierten Bemessungswerten gegenübergestellt. Im Zuge von umfangreichen Variantenstudien wurde basierend auf hydraulischen, konstruktiven und ökonomischen Aspekten eine Optimierung der Geometrie sowie

der Anzahl der Wehrfelder angestrebt. Im Anschluss erfolgten Simulationen mit verschiedenen Hochwasserabflüssen im Inn und steigenden Wasserständen im Retentionsraum. Auf Basis der Simulationsergebnisse konnte für jedes Wehrfeld ein Abflusskoeffizient für unterschiedliche hydraulische Bedingungen abgeleitet werden. Dieser Koeffizient stellt die Grundlage für die Ermittlung des Durchflusses im Ereignisfall in Abhängigkeit der im Inn vorherrschenden Wasserspiegellage dar und gilt im Allgemeinen als Voraussetzung für eine erfolgreiche Steuerung der Anlage.

3.3.2 Berechnungsnetz und Randbedingungen

In Tabelle 3-3 sind modellspezifische Eigenschaften, wie die Ausdehnung sowie die verwendeten Zellgrößen für die einzelnen Modellbereiche aufgelistet. Wie die einzelnen Modellbereiche über den untersuchten Gerinneabschnitt angeordnet wurden, wird in den Abbildungen 3-5 bis 3-7 dargestellt. Um das Einlaufbauwerk im numerischen Modell in möglichst hoher Qualität abzubilden, wurden im Block „BW-fein“ die Zellgrößen maßgebend reduziert und der Netztyp „angepasst an die Oberfläche (conform to blocked volume)“ ausgewählt. Dabei wird das Netz an die Oberfläche der Geometrie angelegt und nicht, wie in der sonst verwendeten Variante, „nicht konform (non-conforming)“, gleichmäßig über den Block verteilt. Um den Bereich zwischen den Wehrpfeilern entsprechend hoch aufzulösen, wurde eine Überschneidungslänge (overlap length) von 6 m gewählt. In der nachfolgenden Abbildung 3-4 wird die Auflösung der Wehrgeometrie in Abhängigkeit vom gewählten Netztyp sowie der Zellgröße dargestellt. Die Anzahl der aktiven Zellen wird maßgebend von der Anzahl der Wehrfelder und deren lichten Weite beeinflusst und variiert daher zwischen den einzelnen Simulationen (2,6 - 4,0 Mio. Zellen).

Tabelle 3-3: Parameter für die 3d-numerischen Modelle der Einlaufbauwerke Voldöpp, Radfeld-Kundl und Angath; Anzahl der Wehrfelder, Modellgröße, verwendete kartesische Netz-Blöcke sowie deren Zellgröße und die Anzahl der aktiven Zellen

		EBW Voldöpp	EBW Radfeld-Kundl	EBW Angath
Lichte Weite der Wehrfelder	[m]	7,0	7,0	7,0
Anzahl der Wehrfelder	[-]	4	8	8
Modellgröße (x; y)	[m]	850; 620	1050; 370	930; 400
Inn - Zellgröße (x; y; z)	[m]	-	2; 2; 0,5	-
Inn oberhalb EBW - Zellgröße (x; y; z)	[m]	2; 2; 0,5	-	4; 4; 0,5
Inn unterhalb EBW - Zellgröße (x; y; z)	[m]	2; 2; 0,5	-	2; 2; 0,5
RR - Zellgröße (x; y; z)	[m]	2; 2; 0,25	2; 2; 0,25	2; 2; 0,25
BW-grob - Zellgröße (x; y; z)	[m]	1; 1; 0,25	1; 1; 0,25	1; 1; 0,25
BW-fein - Zellgröße (x; y; z)	[m]	0,25; 0,25; 0,25	0,5; 0,5; 0,25	0,25; 0,25; 0,25
Zulauf Inn und Zulauf BA	[m]	2; 2; 0,5	2; 2; 0,5	2; 2; 0,5
Anzahl der aktiven Zellen	[-]	2,6 Mio.	4,0 Mio.	3,2 Mio.

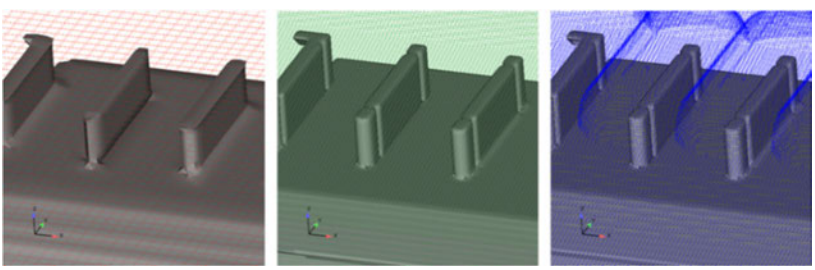


Abbildung 3-4: Auflösung der Wehrgeometrie abhängig vom gewählten Netztyp und der Elementgröße; Links: Auflösung mit einem „non-conforming“-Netz und 1,0 m Zellgröße; Mitte: Auflösung mit einem „non-conforming“-Netz und 0,25 m Zellgröße; Rechts: Auflösung mit einem „conform to blocked volume“-Netz und 0,25 m Zellgröße

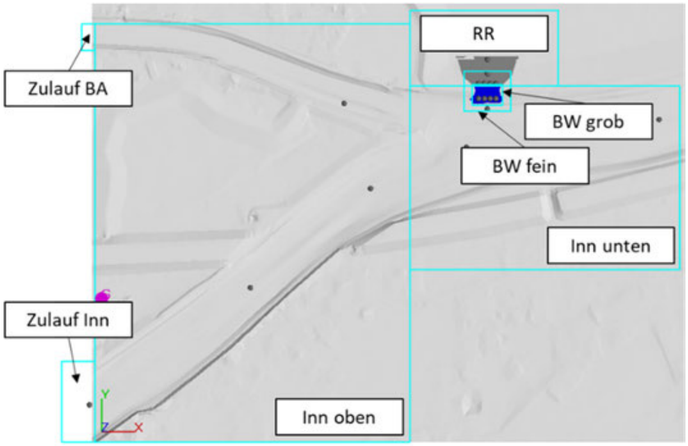


Abbildung 3-5: Anordnung der kartesischen Netzblöcke (Randlinien Cyan-Blau) im numerischen Modell - EBW Voldöpp; Fließrichtung von links nach rechts; Rückhalteraum (RR), Bauwerk (BW), Brandenberger Ache (BA)

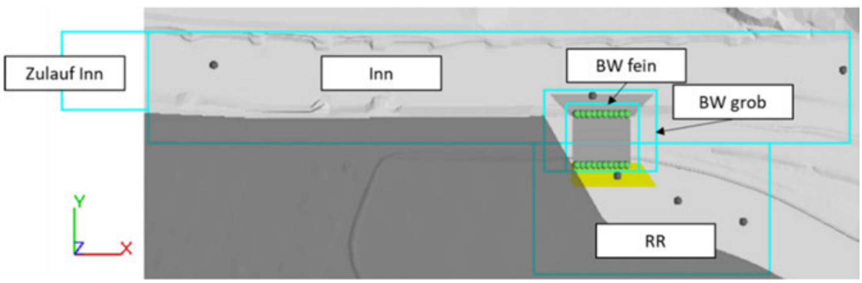


Abbildung 3-6: Anordnung der kartesischen Netzblöcke (Randlinien Cyan-Blau) im numerischen Modell - EBW Radfeld-Kundl; Fließrichtung von links nach rechts; Rückhalteraum (RR), Bauwerk (BW)

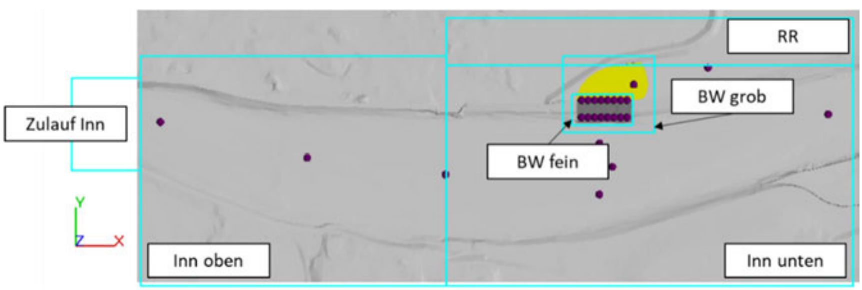


Abbildung 3-7: Anordnung der kartesischen Netzblöcke (Randlinien Cyan-Blau) im numerischen Modell - EBW Angath; Fließrichtung von links nach rechts; Rückhalteraum (RR), Bauwerk (BW)

In die Netzblöcke „Zulauf Inn und Brandenberger Ache“ strömt von unten (in positiver z-Richtung) ein konstanter Zufluss entsprechend dem jeweiligen Lastfall in das Modell. Am unteren Modellrand des Netzblockes „Inn“ bzw. „Inn unten“ wird das Ausflussverhalten jeweils über eine Wasserstand-Abfluss-Beziehung (DonauConsult Ingenieurbüro GmbH, unveröffentlicht a), welche auf Basis von 2d-hydrodynamischen Berechnungen im Generellen Projekt 2016 (ARGE – DonauConsult Ingenieurbüro GmbH und ILF Consulting Engineers, unveröffentlicht a) erstellt wurde, geregelt. Die Modellrandbedingungen im Bereich des Retentionsraums wurden mit einer spezifischen Druckhöhe, welche dem jeweiligen Wasserstand im RR entspricht, definiert. Der Übergang zwischen den einzelnen Netzblöcken erfolgte mit Hilfe der Randbedingung „Symmetrie“.

3.3.3 Voruntersuchungen

Der Bemessungswasserspiegel der einzelnen Retentionsräume wurde abhängig von der verfügbaren Fläche, dem erforderlichen Retentionsvolumen, dem Wasserspiegel im Inn zum Zeitpunkt der HQ_{100}-Spitze sowie dem Verschlechterungsverbot im Überlastfall festgelegt. Daher ergeben sich neben den hydraulischen standortsbezogenen Eigenschaften, wie den Anströmungsverhältnissen, auch Unterschiede im hydrostatischen Potential (Tabelle 3-4). Speziell beim EBW Angath beträgt dieser Wert im gefüllten Zustand des RR nur 0,08 m. Zusätzlich wird die Durchflusskapazität durch die Anordnung einer Flutmulde sowohl beim EBW Angath als auch beim EBW Radfeld-Kundl maßgebend reduziert.

Im Zuge der Voruntersuchungen wurde die Durchflusskapazität der geplanten Einlaufbauwerke im ungefüllten (leer) und gefüllten (voll) Zustand der Retentionsbecken analysiert. Des Weiteren erfolgten Simulationen mit der Versagensannahme des leistungsstärksten Wehrfeldes. Wie die Ergebnisse in

Tabelle 3-5 zeigen, konnte der erforderliche Durchfluss nur am EBW Voldöpp in allen vier Lastfällen nachgewiesen werden. An den zwei weiteren Wehranlagen führen die hydraulischen Gegebenheiten sowie das Vorhandensein der Flutmulde und damit verbundene Rückstaueffekte zur Unterschreitung der Vorgaben.

Tabelle 3-4: Voruntersuchung der Einlaufbauwerke Voldöpp, Radfeld-Kundl und Angath; Allgemeine Angaben zum Retentionsraum sowie Abflusseigenschaften im Inn zum Zeitpunkt der HQ_{100}-Abflusspitze im Inn und Bemessungswasserspiegel des Retentionsraumes

		EBW Voldöpp	EBW Radfeld-Kundl	EBW Angath
Flutmulde	[-]	Nein	Ja	Ja
Anzahl der Wehrfelder	[-]	4	8	8
Ausrichtung der Wehrfelder	[°]	45	60	45
Abfluss Inn Planzustand, HQ_{100}	[m³/s]	2341	2277	2460
WSP Inn Planzustand, HQ_{100}	[m ü. A.]	514,92	513,05	497,98
Geländehöhe im RR unmittelbar nach dem EBW	[m ü. A.]	513,0	511,0	496,0
Bemessungswasserspiegel RR-voll	[m ü. A.]	514,40	512,10	497,90
Hydrostatisches Potential RR-leer	[m]	1,92	2,05	1,98
Hydrostatisches Potential RR-voll	[m]	0,52	0,95	0,08

Tabelle 3-5: Voruntersuchung der Einlaufbauwerke Voldöpp, Radfeld-Kundl und Angath; Durchflussdifferenzen zwischen den erforderlichen und simulierten Durchflüssen für die Lastfälle Retentionsraum voll und leer, sowie alle Wehrfelder in Betrieb (n) bzw. dem Ausfall des leistungsstärksten Wehrfeldes (n-1)

		EBW Voldöpp	EBW Radfeld-Kundl	EBW Angath
Erforderlicher Durchfluss EBW	[m³/s]	66,0	220,0	90,0
Simulierte Durchflüsse EBW				
RR - leer (n)	[m³/s]	102,6	147,3	125,0
RR - leer (n-1)	[m³/s]	74,3	111,6	98,0
RR - voll (n)	[m³/s]	96,1	83,2	16,4
RR - voll (n-1)	[m³/s]	72,0	57,8	14,3
Durchflussdifferenzen EBW				
RR - leer (n)	[m³/s]	36,6	-72,7	35,0
RR - leer (n-1)	[m³/s]	8,3	-108,4	8,0
RR - voll (n)	[m³/s]	30,1	-136,8	-73,6
RR - voll (n-1)	[m³/s]	6,0	-162,2	-75,7

3.3.4 Bauwerksoptimierung

3.3.4.1 Allgemeines

Mit dem Ziel die Durchflusskapazität der drei EBW zu steigern, erfolgten umfangreiche Untersuchungen alternativer Bauwerkstypen. Der Schwerpunkt lag neben der Anzahl und der Geometrie der Wehrfelder auf deren Position und Ausrichtung in Abhängigkeit der Hauptströmungsrichtung. Darüber hinaus wurden kleinere Adaptierungen, wie Leitwände und Böschungsoptimierungen, in der Studie berücksichtigt. Beispielhaft wird in Abschnitt 3.3.4.2 im Detail das Optimierungsverfahren am EBW Radfeld-Kundl dargestellt. In Abschnitt 3.3.4.3 folgt eine zusammenfassende Darstellung der Ergebnisse für alle drei Wehranlagen.

3.3.4.2 Bauwerksoptimierung – EBW Radfeld-Kundl

Auf Grund der Notwendigkeit die Inntalautobahn zu unterqueren (Abschnitt 3.2.3.3), liegt die Sohle der Durchlässe rund 1,5 m unter der Geländeoberkante (511,2 m ü. A.) und erzeugt bereits bei geringen Einstauhöhen deutliche Rückstaueffekte (Abbildung 3-8). Um diesen Einfluss abzubilden, wurde für die Untersuchungen der verschiedenen Bauwerkstypen ein Lastfall mit einer Wasserspiegellage von 511,35 m ü. A. (Bemessungswasserspiegel bei Vollfüllung 512,1 m ü. A.) gewählt. Unter der Annahme, dass sich das Abflussverhalten durch das Wehr und den Durchlass vereinfacht mit der Formel für den Ausfluss unter einem Schütz (Bollrich, 2007) (Gl. (3-1)) beschreiben lässt, wurde bei konstanten hydraulischen Bedingungen der Abflusskoeffizient $C_{d,m}$ für unterschiedliche Bauwerksvarianten bestimmt. In diese Formel geht der simulierte Durchfluss Q_W, die simulierte Fließtiefe $h_{ü,0}$, die im geschlossenen Zustand am oberen Ende der Wehranlage bestimmt wurde, die Erdbeschleunigung *g,* die lichte Höhe des Durchlasses *a* sowie die lichte Wehrweite *b* ein. Die ermittelten Abflusskoeffizienten berücksichtigen neben den hydraulischen Verlusten am Wehr und im Durchlass zusätzliche Verluste bedingt durch den Unterwassereinfluss in der Flutmulde.

$$C_{d,m} = \frac{Q_W}{a \cdot b \cdot \sqrt{2g \cdot h_{\text{ü},0}}} \tag{3-1}$$

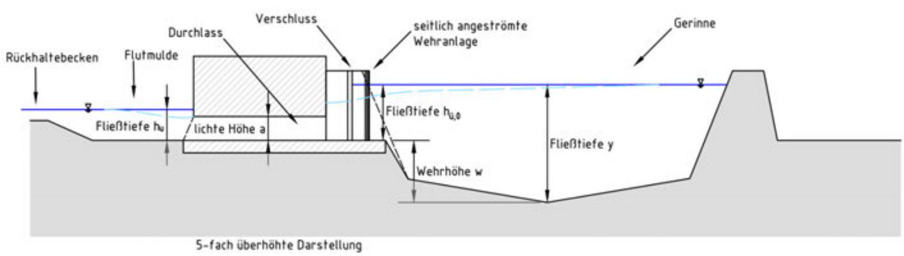


Abbildung 3-8: Schematischer Querschnitt durch das EBW Radfeld-Kundl; Seitlich angeströmte Wehranlage mit anschließendem Durchlassbauwerk

In Summe wurden 14 verschiedene Bautypen untersucht und in Tabelle 3-6 aufgelistet. Neben der Anzahl der Wehrfelder und der Beschreibung der implementierten Adaptierung wird jeweils der ermittelte Abflusskoeffizient $C_{d,m}$, der den Mittelwert für die gesamte Anlage widerspiegelt, angeführt.

Variante 1 entspricht der Planung im Generellen Projekt 2016 (ARGE – DonauConsult Ingenieurbüro GmbH und ILF Consulting Engineers, unveröffentlicht a), in der das Einlaufbauwerk direkt in den Retentionsraum mündet. Auf Grund einer Änderung der zur Verfügung stehenden Flächen wurde während der Bearbeitung dieses Forschungsprojektes der Retentionsraum Radfeld-Kundl angepasst und eine etwa 100 m breite und 500 m lange Flutmulde, die bedingt durch die topographischen Gegebenheiten kein Gefälle aufweist, implementiert. Die angeführte Variante 2 widerspiegelt diesen adaptierten Planzustand. Die auffällige Reduktion des Abflusskoeffizienten im Vergleich zu Variante 1 kann daher auf die hydraulische Wirkung der Flutmulde zurückgeführt werden. Mit den nachfolgenden Bautypen wurde versucht, diesen Effekt zu kompensieren. Die Absenkung des Geländes innerhalb der Flutmulde auf das Niveau der Sohle der Durchlässe brachte schließlich die erwünschte Wirkung (Variante 8). Durch eine alternative Anordnung der Wehranlage (Variante 11) konnte zusätzlich eine Harmonisierung zwischen den Abflussbeiwerten der acht Wehrfelder erzielt werden. In

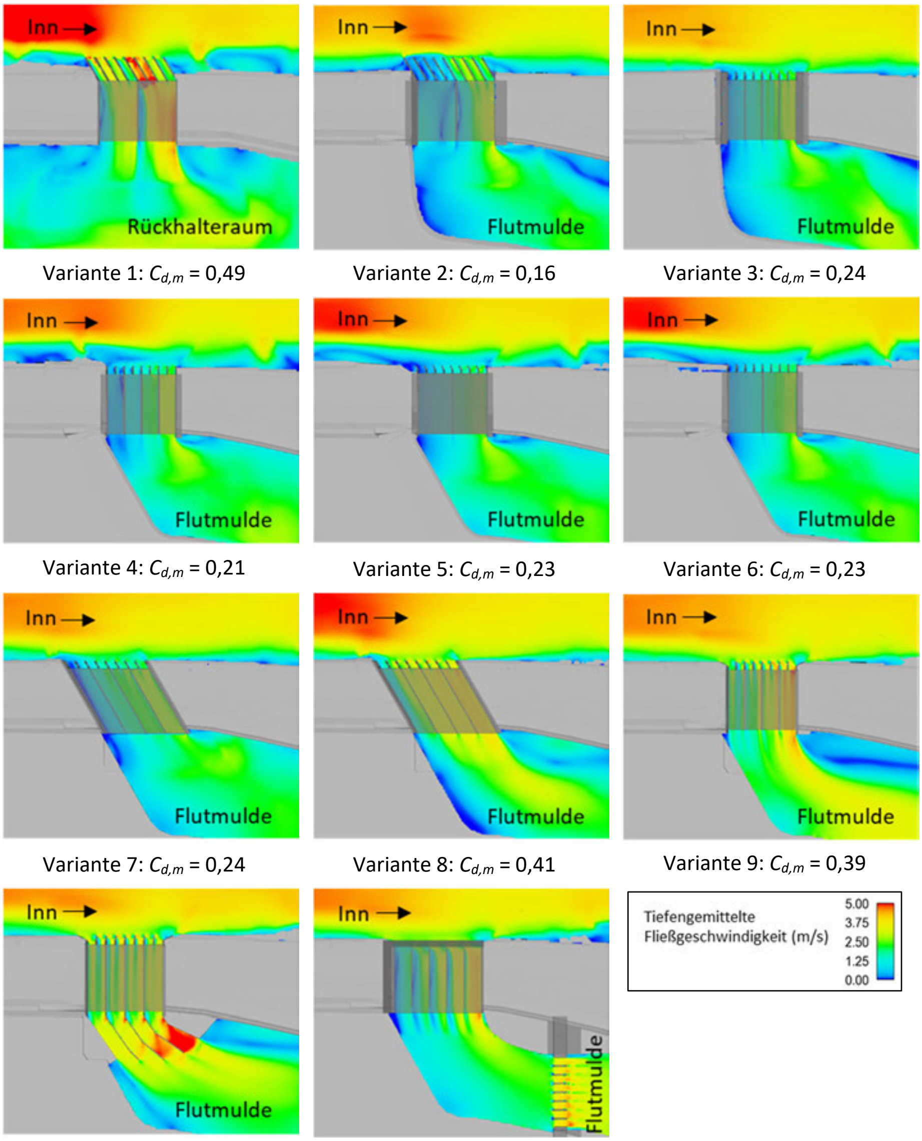
Tabelle 3-7 sind die berechneten Abflusskoeffizienten C_d für das erste, zweite, vorletzte und letzte Wehrfeld (Betrachtung in Fließrichtung) sowie der Mittelwert aller Wehrfelder der untersuchten Varianten aufgelistet. In Abbildung 3-9 und Abbildung 3-10 sind die tiefengemittelten Fließgeschwindigkeiten sowie die ermittelten Koeffizienten $C_{d,m}$ (Mittelwerte) der untersuchten Varianten zusammengefasst.

Tabelle 3-6: Auflistung der untersuchten Varianten, deren Bautypeigenschaften sowie die ermittelten Abflusskoeffizienten $C_{d,m}$ (RR Radfeld-Kundl)

Bez.	Anzahl WF	Beschreibung	Abflusskoef-fizient $C_{d,m}$
Variante 1	8	Entspricht der Planung im Generelles Projekt 2016 ohne Flutmulde	$C_{d,m}$ = 0,49
Variante 2	8	Wehrpfeiler entsprechend der Planung im Generelles Projekt 2016; Berücksichtigung einer Flutmulde	$C_{d,m}$ = 0,16
Variante 3	8	Wehrpfeiler gekürzt und normal zur Fließrichtung ausgerichtet	$C_{d,m}$ = 0,24
Variante 4	8	Variante 3 - Dammführung der Flutmulde verändert	$C_{d,m}$ = 0,21
Variante 5	8	Variante 4 - Wehrpfeiler um 30° gegen die Fließrichtung geneigt	$C_{d,m}$ = 0,23
Variante 6	8	Variante 4 - Zwei Trennwände im Durchlass entfernt	$C_{d,m}$ = 0,23
Variante 7	8	Wehrpfeiler und Durchlass um 30° gegen die Fließrichtung geneigt	$C_{d,m}$ = 0,24
Variante 8	8	Variante 7 - Gelände in der Flutmulde auf 509,5 m ü. A. abgesenkt	$C_{d,m}$ = 0,41
Variante 9	8	Variante 2 - Gelände in der Flutmulde auf 509,5 m ü. A. abgesenkt	$C_{d,m}$ = 0,39
Variante 10	8	Variante 2 - Gelände in der Flutmulde auf 509,5 m ü. A. abgesenkt und Leitwände nach dem Durchlass	$C_{d,m}$ = 0,38
Variante 11	8	Bauwerk hinter dem Durchlass in der Flutmulde positioniert	$C_{d,m}$ = 0,40
Variante 12	10	Variante 2 - Gelände in der Flutmulde auf 509,5 m ü. A. abgesenkt und 2 zusätzliche Wehrfelder	$C_{d,m}$ = 0,35
Variante 13	10	Variante 11 - zusätzliche Trennwände im Durchlass	$C_{d,m}$ = 0,34
Variante 14	10	Variante 12 - gekürzte Wehrpfeilern	$C_{d,m}$ = 0,38

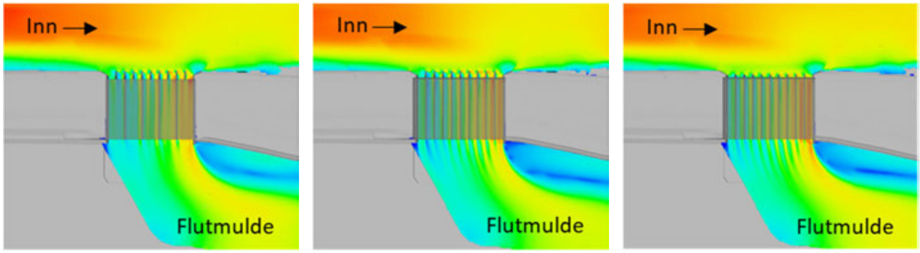
Tabelle 3-7: Vergleich der Varianten 1-14; ermittelte Abflusskoeffizienten C_d für das erste, zweite, vorletzte und letzte Wehrfeld (Betrachtung in Fließrichtung) sowie ein gemittelter Wert $C_{d,m}$ aller Wehrfelder; mit steigender Kapazität ändert sich der Zellenhintergrund von rot nach grün (RR Radfeld-Kundl)

	Abflusskoeffizient C_d				
	C_d erstes WF	C_d zweites WF	C_d vorletztes WF	C_d letztes WF	$C_{d,m}$ Mittelwert aller WF
Variante 1	0,33	0,47	0,55	0,47	0,49
Variante 2	0,00	0,00	0,34	0,31	0,16
Variante 3	0,08	0,04	0,39	0,45	0,24
Variante 4	0,02	0,09	0,34	0,39	0,21
Variante 5	0,03	0,09	0,38	0,40	0,23
Variante 6	0,03	0,09	0,38	0,39	0,23
Variante 7	0,02	0,13	0,33	0,40	0,24
Variante 8	0,19	0,36	0,48	0,55	0,41
Variante 9	0,34	0,22	0,47	0,60	0,39
Variante 10	0,39	0,30	0,38	0,46	0,38
Variante 11	0,36	0,39	0,40	0,40	0,40
Variante 12	0,29	0,17	0,49	0,58	0,35
Variante 13	0,25	0,18	0,49	0,52	0,34
Variante 14	0,24	0,25	0,52	0,54	0,38



Variante 1: $C_{d,m}$ = 0,49
Variante 2: $C_{d,m}$ = 0,16
Variante 3: $C_{d,m}$ = 0,24
Variante 4: $C_{d,m}$ = 0,21
Variante 5: $C_{d,m}$ = 0,23
Variante 6: $C_{d,m}$ = 0,23
Variante 7: $C_{d,m}$ = 0,24
Variante 8: $C_{d,m}$ = 0,41
Variante 9: $C_{d,m}$ = 0,39
Variante 10: $C_{d,m}$ = 0,38
Variante 11: $C_{d,m}$ = 0,40

Abbildung 3-9: Gegenüberstellung der Varianten mit 8 WF; Darstellung der tiefengemittelten Fließgeschwindigkeiten und charakteristischer Abflusskoeffizient $C_{d,m}$ (Mittelwerte) der jeweiligen Variante (RR Radfeld-Kundl)



Variante 12: $C_{d,m}$ = 0,35 Variante 13: $C_{d,m}$ = 0,34 Variante 14: $C_{d,m}$ = 0,38



Abbildung 3-10: Gegenüberstellung der Varianten mit 10 WF; Darstellung der tiefengemittelten Fließgeschwindigkeiten und charakteristischer Abflusskoeffizient $C_{d,m}$ der jeweiligen Variante (RR Radfeld-Kundl)

3.3.4.3 Ergebnisse der Bauwerksoptimierung

Das am Beispiel des EBW Radfeld-Kundl dargestellte Optimierungsverfahren wurde ebenfalls auf das EBW Voldöpp und das EBW Angath angewendet. Allerdings entspricht das Abflussverhalten dieser zwei Bauwerke einem freien Abfluss über ein breitkroniges Wehr (Abbildung 3-11), weshalb für die Bestimmung des Abflusskoeffizienten $C_{b,m}$ die Überfallformel nach *Poleni* (1717) (Gl. (3-2)) herangezogen wurde. In diese Formel geht der simulierte Durchfluss Q_W, die simulierte Fließtiefe $h_{ü,0}$, die im geschlossenen Zustand ermittelt wurde, die Erdbeschleunigung g sowie die lichte Wehrweite b ein.

$$C_{b,m} = \frac{Q_W}{\frac{2}{3} \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot h_{\text{ü},0}^{\frac{3}{2}}} \tag{3-2}$$

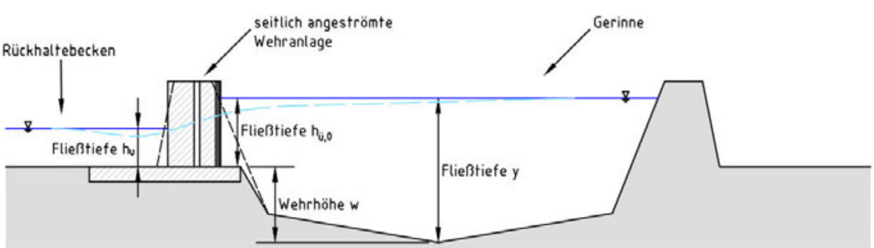
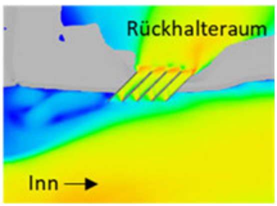
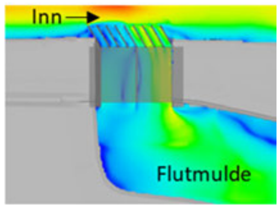
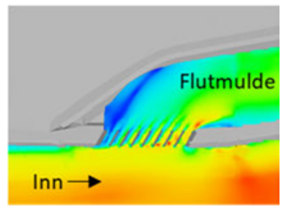
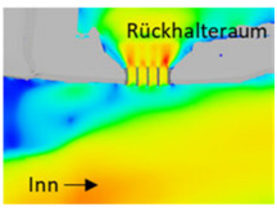
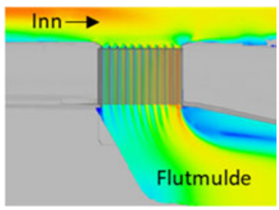
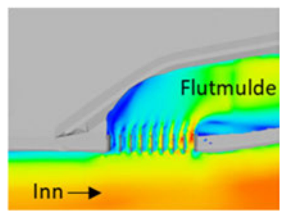
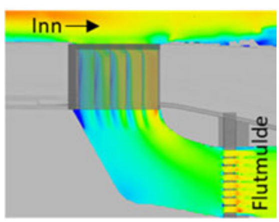
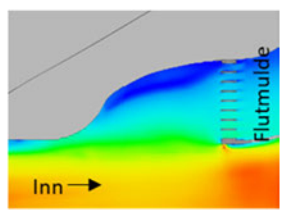


Abbildung 3-11: Schematischer Querschnitt durch des EBW Voldöpp

Im Anschluss erfolgte eine Auswahl von 1 bis 2 realisierungswürdigen Varianten je EBW, welche im Zuge der nachfolgenden Detailuntersuchungen umfassend analysiert wurden. In Tabelle 3-8 sind zusätzlich die im Generellen Projekt 2016 geplanten Bauwerke abgebildet. Für das EBW Voldöpp wurde im Vergleich zu den anderen beiden EBW nur eine der optimierten Varianten für die Detailuntersuchung ausgewählt. In Abschnitt 3.3.5 wird im Detail auf die einzelnen Varianten eingegangen und etwaige Vor- bzw. Nachteile diskutiert.

Tabelle 3-8: Gegenüberstellung der geplanten Bauwerksvarianten im Generellen Projekt 2016 und der optimierten Varianten für die drei Standorte Voldöpp, Radfeld-Kundl und Angath

	EBW Voldöpp	EBW Radfeld - Kundl	EBW Angath
Variante - Generelles Projekt 2016	 $C_{b,m}$ = 0,47	 $C_{d,m}$ = 0,16	 $C_{b,m}$ = 0,27
Optimierte Variante 1	 $C_{b,m}$ = 0,51	 $C_{d,m}$ = 0,38	 $C_{b,m}$ = 0,24
Optimierte Variante 2		 $C_{d,m}$ = 0,40	 $C_{b,m}$ = 0,48

3.3.5 Detailuntersuchung der optimierten Bauwerksvarianten

3.3.5.1 Allgemeines

Die Detailuntersuchung der gewählten Bauwerksvarianten zielte darauf ab, in einem ersten Schritt den Formbeiwert μ_b (EBW Voldöpp und Angath) bzw. μ_d (EBW Radfeld-Kundl) zu bestimmen und nachfolgend den Abminderungsbeiwert c_b bzw. c_d, welcher den Einfluss des Unterwasseranstiegs widerspiegelt, abzubilden. Die Kombination dieser beiden Beiwerte ergibt den bereits im Zuge der Bauwerksoptimierung beschriebenen Abflusskoeffizienten C_b (Gl. (3-3)) bzw. C_d (Gl (3-4)), wobei auch in diesem Zusammenhang die Fließtiefe $h_{ü,0}$ bei geschlossenem EBW, allerdings für jedes Wehrfeld einzeln berücksichtigt wurde.

$$C_b = \mu_b \cdot c_b \tag{3-3}$$

$$C_d = \mu_d \cdot c_d \tag{3-4}$$

Um im ersten Schritt den Formbeiwert μ_b bzw. μ_d zu ermitteln, wurden Simulationen mit einem leeren Rückhalteraum durchgeführt. Da in dieser Betrachtung ein etwaiger Einfluss von Wasserständen im RR ausgeschlossen werden konnte, entspricht das Abflussverhalten durch das Einlaufbauwerk einem vollkommenen Überfall über ein breitkroniges Wehr (Abbildung 3-12). Die Bestimmung des Formbeiwerts μ_b erfolgte mit der Formel nach *Poleni* (Gl. (3-5)), für den Formbeiwert μ_d wurde wiederum die Formel für den Abfluss unter einem Schütz (Gl. (3-10)) herangezogen. Der Durchfluss des jeweiligen Wehrfeldes Q_W entstammt den zuvor beschriebenen Simulationen mit leerem RR. Die Fließtiefe $h_{ü,0}$ wurde anhand einer vorangegangenen Simulation mit geschlossener Wehranlage für jedes Wehrfeld einzeln bestimmt. Die lichte Weite $b = 7$ m, die lichte Durchlasshöhe $a = 2$ m sowie die Erdbeschleunigung $g = 9{,}81$ m/s² gingen als Konstanten in diese Auswertungen ein.

$$\mu_b = \frac{Q_{WF}}{\frac{2}{3} \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot {h_{ü,0}}^{\frac{3}{2}}} \tag{3-5}$$

$$\mu_d = \frac{Q_{WF}}{a \cdot b \cdot \sqrt{2g \cdot h_{ü,0}}} \tag{3-6}$$

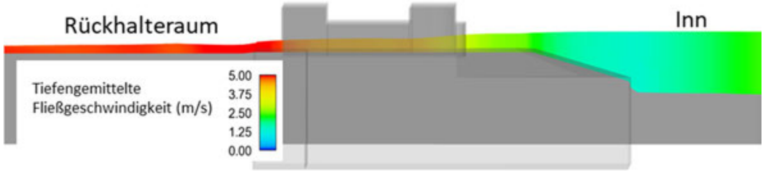


Abbildung 3-12: Schnitt durch Wehrfeld Nr. 4 (Nummerierung aufsteigend in Fließrichtung) – tiefengemittelte Fließgeschwindigkeiten im Lastfall HQ_{100} bei geöffnetem EBW; das Berechnungsnetz endet 15 m hinter dem Einlaufbauwerk (EBW Voldöpp)

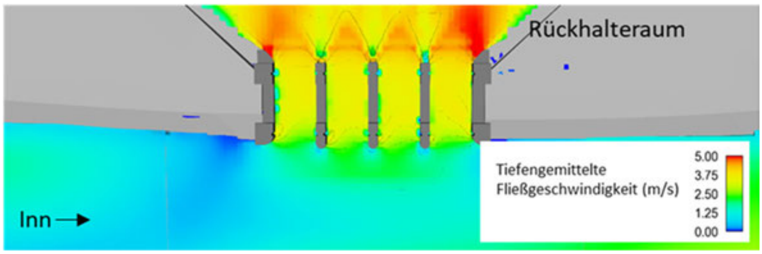


Abbildung 3-13: Tiefengemittelte Fließgeschwindigkeiten im Lastfall HQ_{100}; Das Berechnungsnetz endet 15 m hinter dem Einlaufbauwerk, womit ein vollkommener Überfall über ein breitkroniges Wehr simuliert wurde (EBW Voldöpp)

In den nachfolgenden Simulationen wurde der Wasserspiegel im Retentionsraum und damit die Fließtiefe h_u schrittweise erhöht. Der daraus resultierende Einfluss auf das Abflussverhalten konnte dadurch abgebildet und in einem weiteren Schritt der Abminderungsbeiwert c_b bzw. c_d mit dem bereits bekannten Formbeiwert μ_b bzw. μ_d berechnet werden. Der Abminderungsbeiwert c wird allgemein in Beziehung zum Verhältnis aus den Fließtiefen im Unter- und Oberwasser ($h_u/h_{ü,0}$) angegeben.

$$c_b = \frac{Q_{WF}}{\frac{2}{3} \cdot \mu_b \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot h_{ü,0}^{\frac{3}{2}}} \tag{3-7}$$

$$c_d = \frac{Q_{WF}}{a \cdot \mu_d \cdot b \cdot \sqrt{2g \cdot h_{ü,0}}} \tag{3-8}$$

In *Aigner und Bollrich* (2015) findet sich eine Gleichung (3-9), um den Abminderungsbeiwert c zu berechnen:

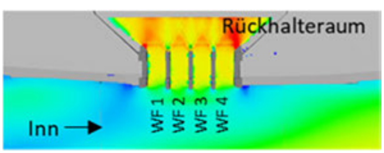
$$c = (1 - \left(\frac{h_u}{h_{ü,0}}\right)^x)^y \tag{3-9}$$

Für breitkronige Überfälle werden Werte von x = 17,0 und y = 0,5 angegeben. Sowohl die Gleichung als auch die dimensionslosen Werte für x und y wurden allerdings für normal angeströmte Wehre empirisch abgeleitet. Für die untersuchten EBW erfolgte daher eine qualitative Anpassung der x- und y-Werte, um die Gleichung an die auf Basis der numerischen Simulationen ermittelten Abminderungsbeiwerte anzunähern.

3.3.5.2 Zusammenfassung der Ergebnisse der Detailuntersuchung

Die gewählte Position des EBW Voldöpp, in der Außenkurve und zusätzlich im Mündungsbereich der Brandenberger Ache, führt dazu, dass das Durchflussverhalten nur geringfügig durch die Hauptströmung im Inn beeinflusst wird. Die Formbeiwerte μ verhalten sich daher sehr ähnlich, die Randwehrfelder weisen Werte von 0,48 und 0,55 und die Mittelwehrfelder von 0,51 auf (Tabelle 3-9). Der kontinuierliche Anstieg des Durchflusses von Wehrfeld 1 zu Wehrfeld 4 kann auf die zunehmende Fließtiefe basierend auf der Theorie des seitlichen Überfalls zurückgeführt werden (Abschnitt 2.2.3). Die Abweichung zwischen der angepassten Funktion an die ermittelten Abminderungsbeiwerte und der Funktion in *Aigner und Bollrich* (2015) wird vermutlich durch die seitliche Anordnung hervorgerufen (Abbildung 3-14).

Tabelle 3-9: Ergebnisse der Detailuntersuchung für die optimierte Bauwerksvariante 1 des EBW Voldöpp; Berechnete Formbeiwerte μ_b im Lastfall HQ_{100} sowie die zu Grunde liegenden hydraulischen Größen: Durchfluss Q_{WF} und die Fließtiefe $h_{ü,0}$; Mittelwerte und aufsummierter Durchfluss Q_W aller Wehrfelder

	Durchfluss Q_{WF} [m³/s]	Fließtiefe $h_{ü,0}$ [m]	Formbeiwert μ_b [-]
Wehrfeld 1	26,4	1,92	0,48
Wehrfeld 2	27,9	1,93	0,51
Wehrfeld 3	28,2	1,92	0,51
Wehrfeld 4	30,3	1,92	0,55
Mittelwerte	**28,2**	**1,92**	**0,51**
Aufsummierter Durchfluss Q_W	**112,8**		

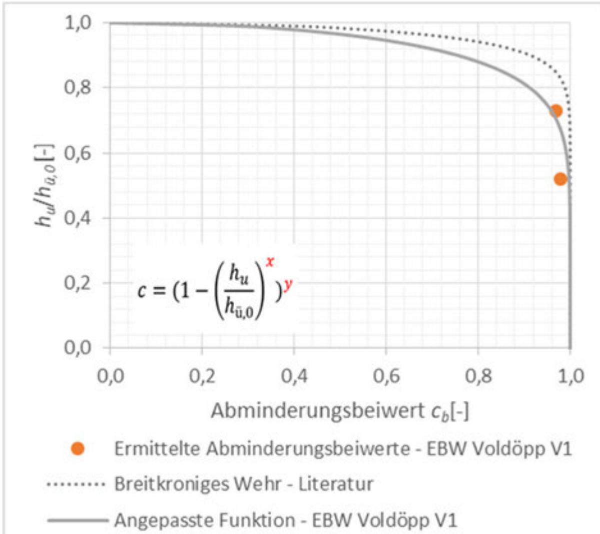
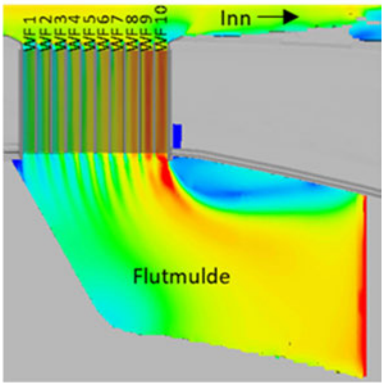


Abbildung 3-14: Ermittelter Abminderungsbeiwert zum Verhältnis der Fließtiefen im Unter- und Oberwasser ($h_u/h_{ü,0}$) für das EBW Voldöpp (Variante 1), die angepasste Funktion (x = 8,0 y = 0,5) sowie die Funktion in Aigner und Bollrich (2015) für breitkronige Wehre

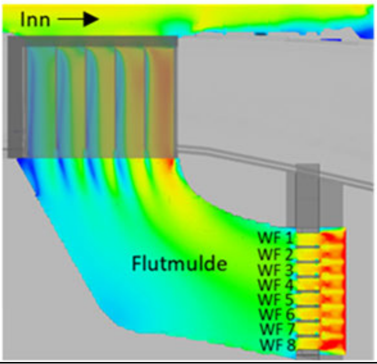
Die Formbeiwerte der zwei untersuchten Varianten des EBWs Radfeld-Kundl weichen nur geringfügig voneinander. Die Differenz im Gesamtdurchfluss von rund 70 m³/s liegt in der Anzahl der Wehrfelder (Variante 1 = 10 WF, Variante 2 = 8 WF) und der resultierenden Wehrlänge begründet (Tabelle 3-10 und Tabelle 3-11). In Bezug auf die ermittelten Abminderungsbeiwerte bei zunehmender Fließtiefe im Unterwasser zeigt Variante 2 eine geringfügig positivere Durchflusscharakteristik. Die deutliche Abweichung der angenäherten Funktionen im Vergleich zur Funktion in *Aigner und Bollrich* (2015) kann auf den Einfluss des Durchlasses sowie der Flutmulde zurückgeführt werden (Abbildung 3-15).

Tabelle 3-10: Ergebnisse der Detailuntersuchung für die optimierte Bauwerksvariante 1 des EBW Radfeld-Kundl; Berechnete Formbeiwerte μ_d im Lastfall HQ_{100} sowie die zu Grunde liegenden hydraulischen Größen: Durchfluss Q_{WF} und die Fließtiefe $h_{ü,0}$; Mittelwerte und aufsummierter Durchfluss Q_W aller Wehrfelder



	Durchfluss Q_{WF} [m³/s]	Fließtiefe $h_{ü,0}$ [m]	Formbeiwert μ_d [-]
Wehrfeld 1	27,8	3,53	0,24
Wehrfeld 2	29,2	3,53	0,25
Wehrfeld 3	32,2	3,54	0,28
Wehrfeld 4	36,1	3,54	0,31
Wehrfeld 5	40,4	3,55	0,35
Wehrfeld 6	44,7	3,55	0,38
Wehrfeld 7	49,7	3,55	0,42
Wehrfeld 8	55,6	3,56	0,48
Wehrfeld 9	61,1	3,55	0,52
Wehrfeld 10	63,6	3,57	0,54
Mittelwerte	**44,0**	**3,55**	**0,38**
Aufsummierter Durchfluss Q_W	**440,3**		

Tabelle 3-11: Ergebnisse der Detailuntersuchung für die optimierte Bauwerksvariante 2 des EBW Radfeld-Kundl; Berechnete Formbeiwerte μ_d im Lastfall HQ_{100} sowie die zu Grunde liegenden hydraulischen Größen: Durchfluss Q_{WF} und die Fließtiefe $h_{ü,0}$; Mittelwerte und aufsummierter Durchfluss Q_W aller Wehrfelder



	Durchfluss Q_{WF} [m³/s]	Fließtiefe $h_{ü,0}$ [m]	Formbeiwert μ_d [-]
Wehrfeld 1	42,0	3,55	0,36
Wehrfeld 2	45,6	3,55	0,39
Wehrfeld 3	47,3	3,55	0,41
Wehrfeld 4	47,6	3,55	0,41
Wehrfeld 5	47,5	3,55	0,41
Wehrfeld 6	46,9	3,55	0,40
Wehrfeld 7	46,6	3,55	0,40
Wehrfeld 8	46,1	3,55	0,40
Mittelwerte	**46,2**	**3,55**	**0,40**
Aufsummierter Durchfluss Q_W	**369,7**		

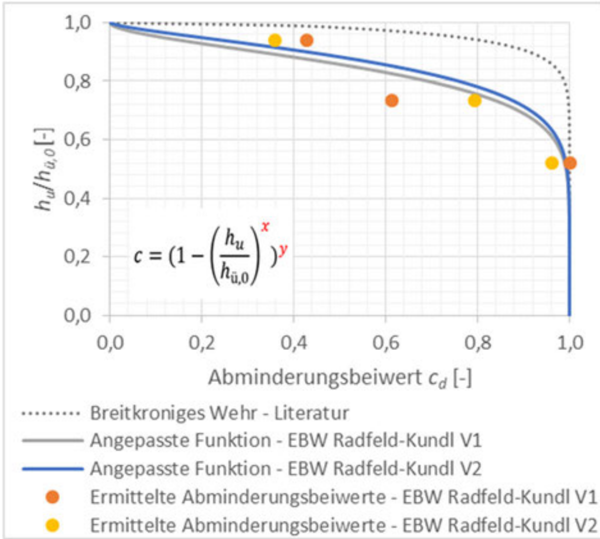


Abbildung 3-15: Ermittelte Abminderungsbeiwerte zum Verhältnis der Fließtiefen im Unter- und Oberwasser ($h_u/h_{ü,0}$) für das EBW Radfeld-Kundl (Variante 1 und Variante 2), die angepassten Funktionen (x_{V1} = 8,0 y_{V1} = 2,0; x_{V2} = 8,0 y_{V2} = 1,5;) sowie die Funktion in Aigner und Bollrich (2015) für breitkronige Wehre

Der Formbeiwert in Variante 1 des EBW Angath wird infolge Turbulenzen und damit verbundenen Verlusten, welche durch die im Nahbereich vorherrschenden, relativ großen und parallel ausgerichteten Geschwindigkeitsvektoren hervorgerufen werden, deutlich verringert (Tabelle 3-12). Durch die geänderte Anordnung des Bauwerks in Variante 2 konnte dieser Einfluss reduziert und die Anströmung optimiert werden, was zu einem deutlichen Anstieg des Formbeiwerts führt (Tabelle 3-13). Bezüglich des Unterwassereinflusses verhalten sich die zwei untersuchten Varianten jedoch sehr unterschiedlich, wobei die angenäherten Funktionen der Variante 1 derjenigen des EBW Voldöpp entspricht (Abbildung 3-16).

In Tabelle 3-14 sind die Ergebnisse der Detailuntersuchungen für alle drei Einlaufbauwerke, sowohl in Bezug auf den Formbeiwert als auch für den Abminderungsbeiwert zusammengefasst.

Tabelle 3-12: Ergebnisse der Detailuntersuchung für die optimierte Bauwerksvariante 1 des EBW Angath; Berechnete Formbeiwerte μ_b im Lastfall HQ_{100} sowie die zu Grunde liegenden hydraulischen Größen: Durchfluss Q_W und die Fließtiefe $h_{ü,0}$; Mittelwerte und aufsummierter Durchfluss Q_W aller Wehrfelder

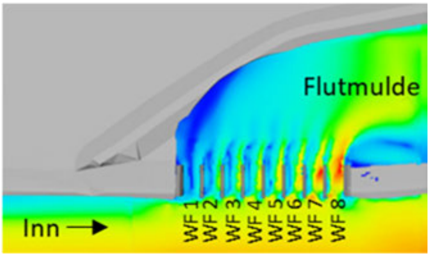
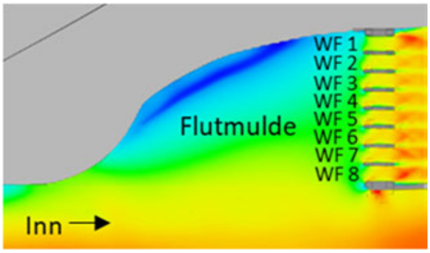
	Durchfluss Q_{WF} [m³/s]	Fließtiefe $h_{ü,0}$ [m]	Formbeiwert μ_b [-]
Wehrfeld 1	3,9	1,95	0,07
Wehrfeld 2	7,9	1,94	0,14
Wehrfeld 3	9,5	1,92	0,17
Wehrfeld 4	11,0	1,90	0,20
Wehrfeld 5	12,8	1,89	0,24
Wehrfeld 6	14,6	1,86	0,28
Wehrfeld 7	18,1	1,84	0,35
Wehrfeld 8	24,7	1,80	0,50
Mittelwerte	**12,8**	**1,89**	**0,24**
Aufsummierter Durchfluss Q_W	**102,5**		

Tabelle 3-13: Ergebnisse der Detailuntersuchung für die optimierte Bauwerksvariante 2 des EBW Angath; Berechnete Formbeiwerte μ_b im Lastfall HQ_{100} sowie die zu Grunde liegenden hydraulischen Größen: Durchfluss Q_{WF} und die Fließtiefe $h_{ü,0}$; Mittelwerte und aufsummierter Durchfluss Q_W aller Wehrfelder

	Durchfluss Q_{WF} [m³/s]	Fließtiefe $h_{ü,0}$ [m]	Formbeiwert μ_b [-]
Wehrfeld 1	23,3	1,99	0,40
Wehrfeld 2	24,9	1,99	0,43
Wehrfeld 3	25,8	1,99	0,44
Wehrfeld 4	27,1	1,99	0,47
Wehrfeld 5	28,9	2,00	0,50
Wehrfeld 6	30,7	2,01	0,52
Wehrfeld 7	32,2	2,03	0,54
Wehrfeld 8	33,9	2,03	0,57
Mittelwerte	**28,3**	**2,00**	**0,48**
Aufsummierter Durchfluss Q_W	**226,8**		

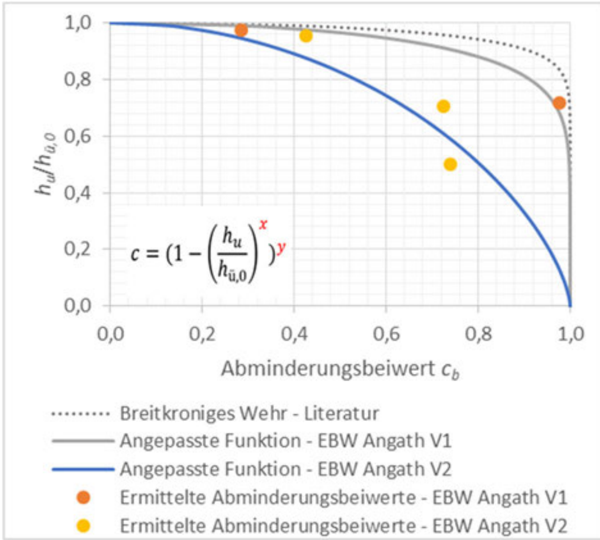


Abbildung 3-16: Ermittelte Abminderungsbeiwerte zum Verhältnis der Fließtiefen im Unter- und Oberwasser ($h_u/h_{ü,0}$) für das EBW Angath (Variante 1 und Variante 2), die angepassten Funktionen (x_{V1} = 8,0 y_{V1} = 0,5; x_{V2} = 1,5 y_{V2} = 0,5;) sowie die Funktion in Aigner und Bollrich (2015) für breitkronige Wehre

Tabelle 3-14: Zusammenfassung der Ergebnisse der Detailuntersuchungen; Gemittelter Formbeiwerte sowie die gewählten Werte (x,y) für die Näherungsformel in Aigner und Bollrich (2015) zur Bestimmung des Abminderungsbeiwerts

	Gemittelter Formbeiwert [-]	*Abminderungsbeiwert* *x* [-]	*y* [-]
EBW Voldöpp			
Optimierte Variante 1	$\mu_{b,m}$ = 0,51	8	0,5
EBW - Radfeld-Kundl			
Optimierte Variante 1	$\mu_{d,m}$ = 0,38	8	2,0
Optimierte Variante 2	$\mu_{d,m}$ = 0,40	8	1,5
EBW - Angath			
Optimierte Variante 1	$\mu_{b,m}$ = 0,24	8	0,5
Optimierte Variante 2	$\mu_{b,m}$ = 0,48	1,5	0,5

3.4 Physikalischer Modellversuch – EBW Voldöpp

3.4.1 Grundlagen

Parallel zu den 3d-numerischen Simulationen wurde ein physikalischer Modellversuch des Einlaufbauwerks Voldöpp (Maßstab 1:35) im Wasserbaulabor der Universität Innsbruck errichtet (Abbildung 3-20). Dabei wurde das Ziel verfolgt, die 3d-numerischen Simulationen zu validieren und weitere Lastfälle zu untersuchen. Des Weiteren erfolgten grundlegende Experimente, um ein potenzielles Verklausungsrisiko zu bewerten. Auf Basis der Ergebnisse wurde im Anschluss eine aufgelöste Rechenstruktur zum Schutz des EBWs entwickelt. Die Versuchsdurchführung folgte analog zu den numerischen Simulationen, stationär und auf Reinwasserbasis. Entsprechende geometrische sowie hydraulische Details zum geplanten RR Voldöpp sind in Abschnitt 0 angeführt.

Das physikalische Modell wurde im Maßstab 1:35, entsprechend dem Froudeschen Modellgesetz (Tabelle 3-15), auf einer Fläche von rund 180 m² mit einem maximalen Abfluss von 350 l/s errichtet. Im Zentrum des 19,0 m langen und 8,6 m breiten Modells befindet sich das zu untersuchende EBW in den RR. In der Natur mündet in unmittelbarer Nähe zur geplanten Position des EBW die Brandenberger Ache in den Inn, was auch im Modell entsprechend abgebildet wurde. Die Modellränder wurden einerseits in ausreichender Entfernung vom betrachteten Einlaufbauwerk gewählt, um sowohl ober- als auch unterwasserseitige Modellrandeffekte zu vermeiden. Zusätzlich wurden am unterwasserseitigen Modellrand die dort vorherrschenden natürlichen Abflussverhältnisse (Wasserstand-Abfluss Beziehung) mit einer beweglichen Klappe abgebildet. Eingangs erfolgten Wasserspiegel- und Fließgeschwindigkeitsmessungen, anhand derer das gewählte Froudesche Modellgesetz, welches eine Übereinstimmung der *Froude*-Zahlen sowohl im Modell als auch in der Natur fordert, überprüft. Die untersuchten Werte zeigten dabei eine gute Übereinstimmung, weshalb etwaige Maßstabseffekte ausgeschlossen werden konnten. Abbildung 3-17 zeigt den geplanten RR und den beschriebenen Modellausschnitt um das EBW.

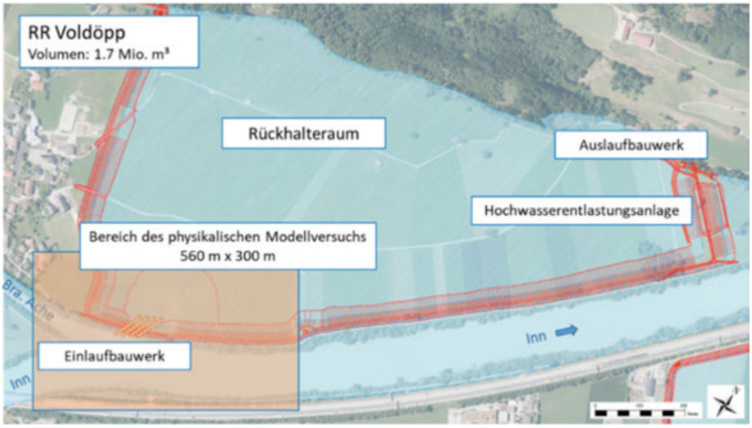


Abbildung 3-17: Der geplante Retentionsraum Voldöpp mit einem Einlaufbauwerk bestehend aus vier Wehrfeldern, entsprechend der Maßnahmenplanung im Generellen Projekt 2016; der rot eingefärbte Bereich markiert die gewählte Ausdehnung des physikalischen Modells (1:35) ((ARGE – DonauConsult Ingenieurbüro GmbH und ILF Consulting Engineers, unveröffentlicht f), angepasst)

Tabelle 3-15: Umrechnungsfaktoren nach dem Froudeschen Modellgesetz für den gewählten Maßstab 1:35

Physikalische Größe	Einheit	Maßstabsfaktor λ	Naturgröße	Modellgröße bei λ=35
Länge, Breite, Höhe,	[m]	λ^1	100 m	2,857 m
Fläche	[m²]	λ^2	100 m²	0,082 m²
Volumen	[m³]	λ^3	100 m³	0,002 m³
Zeit	[h], [min]	$\lambda^{1/2}$	1 h	10,14 min
Fließgeschwindigkeit	[m/s]	$\lambda^{1/2}$	10 m/s	1,69 m/s
Abfluss	[m³/s], [l/s]	$\lambda^{5/2}$	100 m³/s	13,80 l/s

Die Topographie des physikalische Modells basiert auf digitalen Geländedaten (Generelles Projekt 2016 (ARGE – DonauConsult Ingenieurbüro GmbH und ILF Consulting Engineers, unveröffentlicht f)), welche in den Modellmaßstab übertragen und um die geplanten Hochwasserschutzmaßnahmen erweitert wurden. Anhand dieser Informationen konnten rund 230 Styroporblöcke geformt und so das Umland und die Uferbereiche errichtet werden. Die Herstellung einer festen Gerinnesohle erfolgte durch den Einbau einer Betonschicht, angepasst an einzelne PVC-Profile. Das Einlaufbauwerk selbst wurde aus gefrästen PVC-

Elementen mit hohem Detailierungsgrad hergestellt und im Zuge der Untersuchungen und Bauwerksoptimierungen entsprechend angepasst (Abbildung 3-18).



Abbildung 3-18: Aufbau des physikalischen Modells; Umland und Uferbereiche aus geformten Styroporelementen, PVC-Profile zum Einpassen der Gerinnesohle, Einlaufbauwerk aus gefrästen PVC-Elementen

Die Wasserzufuhr erfolgt über drei Rohrleitungen, die über Klappen und induktive Durchflussmesser geregelt werden. Ein Einlaufbecken am oberen Rand des Modells sorgt für beruhigte und gleichmäßige Einlaufbedingungen. Am unteren Modellrand kann die vorherrschende Wasserstand-Abfluss Beziehung über eine hydraulisch verstellbare Klappe geregelt werden. Die dafür erforderliche Beziehung wurde aus Ergebnissen von 2d-hydrodynamischen Simulationen (DonauConsult Ingenieurbüro GmbH, unveröffentlicht a), welche im Zuge des Generellen Projekts 2016 erstellt wurden, abgeleitet.

Der Wasserstand im RR wird mit einem Schütz, welches am RR-seitigen Modellrand angeordnet ist, geregelt. Jener Durchfluss, welcher das Einlaufbauwerk passiert, folglich den anschließenden Modellbereich durchströmt und schließlich das Schütz überströmt, wird mit Hilfe eines Poncelet-Wehrs ermittelt (Abbildung 3-19). Die Durchflussanteile der einzelnen

Wehrfelder konnten aus messtechnischen Gründen nicht explizit erfasst werden. Zur Messung und Überwachung der Wasserstände, speziell in unmittelbarer Nähe zum Einlaufbauwerk, wurden stationäre und mobile Ultraschall-Geräte installiert (Abbildung 3-19).



Abbildung 3-19: Mess- und Steuereinrichtungen am physikalischen Modell; Oben: Einlaufbecken am oberen Modellrand; Unten links: Poncelet-Wehr zur Bestimmung des Durchflusses durch das EBW; Unten Mitte: Messbrücke mit Ultraschall- und Vectrino-Messgeräten; Unten rechts: hydraulisch verstellbare Klappe zur Steuerung der Unterwasserrandbedingung

3.4.2 Validierung der Durchflusskapazitäten

Im Zuge von Voruntersuchungen wurde das EBW Voldöpp entsprechend der Maßnahmenplanung im Generellen Projekt 2016 im Modellversuch abgebildet und die maximalen Kapazitäten anhand des Bemessungsabflusses HQ_{100} für die Variante mit leerem (WSP RR 513,0 m ü. A.) und vollständig gefülltem (WSP RR 514,4 m ü. A.) Rückhalteraum im Zustand mit vier vollständig geöffneten Wehrfeldern (n) sowie bei Ausfall des leistungsstärksten Wehrfeldes (n-1) ermittelt. In Tabelle 3-16 und Tabelle 3-17 sind die jeweiligen Durchflüsse der zwei Modelle angeführt, wobei die Differenzen vernachlässigbar gering ausfallen.

Tabelle 3-16: Durchflusskapazitäten im physikalischen und numerischen Modell – alle Wehrfelder geöffnet (n)

	Abfluss Inn [m³/s]	WSP RR [m ü. A.]	Durchfluss EBW Numerisches Modell [m³/s]	Durchfluss EBW Physikalisches Modell [m³/s]	Differenz [m³/s]
„HQ_{100} - leer“	2341	513,0	102,6	99,0	3,6
„HQ_{100} - voll“	2341	514,4	96,1	96,0	0,1

Tabelle 3-17: Durchflusskapazitäten im physikalischen und numerischen Modell – Ausfall des leistungsstärksten Wehrfeldes (n-1)

	Abfluss Inn [m³/s]	WSP RR [m ü. A.]	Durchfluss EBW Numerisches Modell [m³/s]	Durchfluss EBW Physikalisches Modell [m³/s]	Differenz [m³/s]
„HQ_{100} - leer“	2341	513	74,3	76,5	2,2
„HQ_{100} - voll“	2341	514,4	72,0	70,5	1,5



Abbildung 3-20: Physikalisches Modell vom EBW RR Voldöpp entsprechend der Maßnahmenplanung im Generellen Projekt 2016

3.4.3 Validierung der Form- und Abminderungsbeiwerte

Im Anschluss an die numerische Bauwerksoptimierung wurde das EBW im physikalischen Modellversuch entsprechend der optimierten Variante 1 (vgl. Abschnitt 0) umgebaut und

es wurden weitere Detailuntersuchungen bezüglich dem Abflusskoeffizienten durchgeführt. Anhand der numerischen Simulationsergebnisse konnte ein mittlerer Formbeiwert für das angepasste EBW Voldöpp von $\mu_{b,Numerik}$ = 0,51 abgeleitet werden (vgl. Abschnitt 3.3.5.2). Am physikalischen Modell erfolgte eine Validierung dieses Parameters für ein größeres Spektrum an Abflüssen und damit verbundenen Wasserständen $h_{ü,0}$. Der Wasserstand im RR wurde dabei für alle Versuche konstant auf 513,0 m ü. A., was einem leeren RR entspricht, gehalten. In Tabelle 3-18 sind die Messergebnisse zusammengefasst und einer Wasserstand-Abfluss Beziehung, welche auf Basis der Überfallformel nach *Poleni* mit dem numerisch ermittelten Formbeiwert ($\mu_{b,Numerik}$ = 0,51) berechnet wurde, gegenübergestellt. In jedem Versuch wurde der Wasserspiegel sowohl bei geschlossenem als auch bei geöffnetem EBW gemessen. Die Bestimmung des Formbeiwertes µ erfolgte auf Basis des Wasserstands bei geschlossenem EBW. Die ermittelten Formbeiwerte am physikalischen Modell werden durch die zunehmende Fließtiefe $h_{ü,0}$ nicht beeinflusst (die Abweichungen liegen im Bereich der Messungenauigkeit) und weichen nur geringfügig von dem numerisch ermittelten Formbeiwert ab ($\Delta\mu$ = 0,03).

Tabelle 3-18: Zusammenfassung der Messergebnisse am physikalischen Modellversuch; Wehrdurchfluss Q_W und berechneter Formbeiwert μ_b in Abhängigkeit vom Wasserstand $h_{ü,0}$; Wasserspiegel bei geschlossenem und vollständig geöffnetem EBW am oberen Ende der Wehranlage

Versuch Nr.	Wasserspiegel EBW geschlossen [m ü. A.]	Wasserspiegel EBW geöffnet [m ü. A.]	Wasserstand $h_{ü,0}$ EBW geschlossen [m]	Durchfluss Q_W [m³/s]	Formbeiwert μ_b [-]
1	514,22	514,00	1,22	56,0	**0,50**
2	514,39	514,12	1,39	73,2	**0,54**
3	514,50	514,16	1,50	76,0	**0,50**
4	514,55	514,26	1,55	81,2	**0,51**
5	514,77	514,47	1,77	101,6	**0,51**
6	514,98	514,65	1,98	113,6	**0,51**
7	514,97	514,60	1,97	114,0	**0,50**
8	515,09	514,73	2,09	125,6	**0,50**
9	515,16	514,76	2,16	131,2	**0,50**

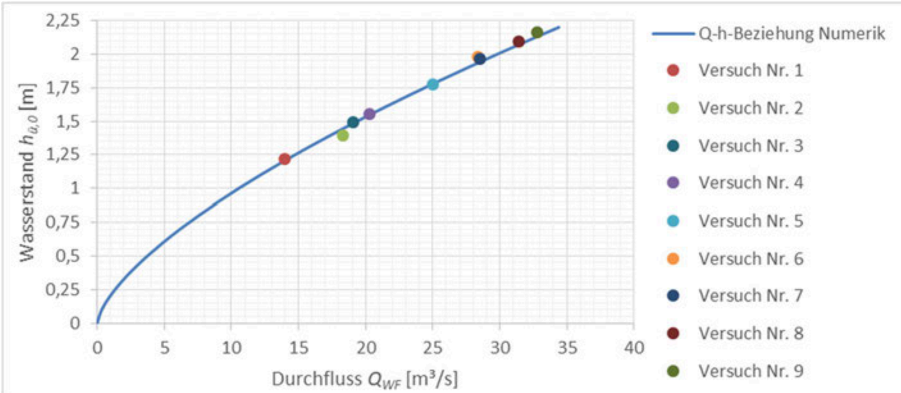


Abbildung 3-21: Wasserstand-Durchfluss-Beziehung berechnet auf Basis der Überfallformel nach Poleni ($\mu_{b,Numerik}$ = 0,51); Versuche 1-9 am physikalischen Modell: gemessene Wasserstände und berechnete Abflüsse pro WF; alle Wehrfelder vollständig geöffnet

Um den erforderlichen Durchfluss in das Retentionsbecken zu steuern, können die Wehrfelder einzeln oder in Kombination geöffnet werden. Um den Einfluss der Anzahl der vollständig geöffneten Wehrfelder auf den Formbeiwert zu ermitteln, wurden Untersuchungen sowohl im numerischen als auch im physikalischen Modell für die Lastfälle HQ_{100} und HQ_{40} durchgeführt. Der Abfluss HQ_{40} entspricht der Steuervorgabe Q_{St}, ab welchem der RR beaufschlagt wird (vgl. Abschnitt 3.2.3.1). Die Wehrfelder wurden aufsteigend (Betrachtung in Fließrichtung) geöffnet und jeweils die Formbeiwerte ermittelt (WF 1; WF 1-2; WF 1-2-3; WF 1-2-3-4). Der Wasserstand im RR wurde dabei wiederum für alle Lastfälle konstant auf 513,0 m ü. A. gehalten.

Tabelle 3-19 und Tabelle 3-20 umfassen die Untersuchungsergebnisse und zeigen, dass die Formbeiwerte im physikalischen Modell etwas über denen im numerischen Modell liegen. Darüber hinaus nimmt bei beiden Modellen der Formbeiwert mit zunehmender Anzahl an geöffneten WF signifikant ab. Da im physikalischen Modell die Durchflüsse nicht wehrfeldspezifisch erfasst werden konnten, sind in diesem Zusammenhang nur die Mittelwerte direkt vergleichbar.

Tabelle 3-19: Ermittelte Formbeiwerte μ_b für eine unterschiedliche Anzahl von geöffneten Wehrfeldern im Lastfall HQ_{100}; numerisches und physikalisches Modell

Formbeiwerte μ_b - numerisches Modell					Formbeiwerte μ_b - physikalisches Modell				
	Geöffnete Wehrfelder Nr.					Geöffnete Wehrfelder Nr.			
WF Nr.	1	1-2	1-2-3	1-2-3-4	WF Nr.	1	1-2	1-2-3	1-2-3-4
WF 1	0,53	0,52	0,50	0,48	WF 1	0,56	0,52	0,51	0,50
WF 2		0,54	0,53	0,51	WF 2		0,52	0,51	0,50
WF 3			0,54	0,51	WF 3			0,51	0,50
WF 4				0,55	WF 4				0,50
Mittelwerte	**0,53**	**0,53**	**0,52**	**0,51**	**Mittelwerte**	**0,56**	**0,52**	**0,51**	**0,50**

Tabelle 3-20: Ermittelte Formbeiwerte μ_b für eine unterschiedliche Anzahl von geöffneten Wehrfeldern im Lastfall HQ_{40}; numerisches und physikalisches Modell

Formbeiwerte μ_b - numerisches Modell					Formbeiwerte μ_b - physikalisches Modell				
	Geöffnete Wehrfelder Nr.					Geöffnete Wehrfelder Nr.			
WF Nr.	1	1-2	1-2-3	1-2-3-4	WF Nr.	1	1-2	1-2-3	1-2-3-4
WF 1	0,54	0,52	0,50	0,48	WF 1	0,59	0,55	0,54	0,52
WF 2		0,54	0,53	0,50	WF 2		0,55	0,54	0,52
WF 3			0,55	0,52	WF 3			0,54	0,52
WF 4				0,55	WF 4				0,52
Mittelwerte	**0,54**	**0,53**	**0,53**	**0,51**	**Mittelwerte**	**0,59**	**0,55**	**0,54**	**0,52**

In einem weiteren Schritt wurde das Verhalten des Abminderungsbeiwerts c_b, der den Einfluss des steigenden Wasserspiegels im RR widerspiegelt, im physikalischen Modell untersucht. Dazu wurden Abflüsse im Inn von 1900 bis 2400 m³/s simuliert und der Wasserspiegel im RR schrittweise erhöht. Die Ergebnisse werden in Abbildung 3-22 zusammengefasst und der Kurve „Abminderungsbeiwert - RR Voldöpp“, welche den numerischen Simulationsergebnissen (vgl. 3.3.5.2) entstammt, gegenübergestellt. Zu Vergleichszwecken wird eine weitere Kurve „Abminderungsbeiwert - breitkroniges Wehr“ basierend auf Angaben aus der Literatur (Aigner und Bollrich, 2015) angeführt. Auch in diesem Zusammenhang

zeigt sich die gute Übereinstimmung der Ergebnisse aus dem numerischen und dem physikalischen Modell.

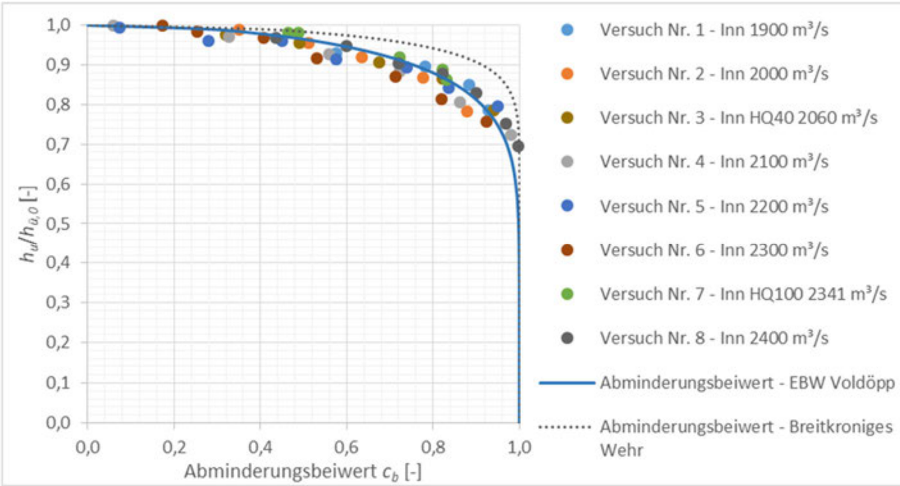


Abbildung 3-22: Beziehung zwischen ermittelten Abminderungsbeiwert c_b und dem Verhältnis aus Wassertiefe hinter (h_u) und vor ($h_{ü,0}$) dem Wehrbauwerk; Abminderungsbeiwert berechnet mit angepasster Näherungsformel aus Aigner und Bollrich (2015); Numerisch ermittelte Funktion des Abminderungsbeiwert für das EBW Voldöpp (x = 8,0 y = 0,5); Untersuchungsergebnisse im physikalischen Modellversuch

3.4.4 Verklausungsrisiko durch Treibholz

Im Anschluss an die Untersuchung der Durchflusskapazität und der Abflusskoeffizienten wurde ein Verklausungsrisiko des EBWs durch Treibholz analysiert. Im Zuge von Voruntersuchungen wurden am oberen Modellrand jeweils 150 Treibgut-Elemente mit einer Kantenlänge von 1,0 cm an drei Positionen mit zunehmender Entfernung vom Uferbegleitweg (Position 1 = 50 cm; Position 2 = 100 cm; Position 3 = 150 cm) zugegeben (Abbildung 3-23). Im Anschluss erfolgte eine Auszählung jener Partikel, die über das geöffnete EBW in den Retentionsraum gelangt sind. Dieser Versuch wurde in den Lastfällen HQ_{40} und HQ_{100} an jeder Position dreifach durchgeführt. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen zeigen, dass Treibgut innerhalb eines Bereiches von maximal 100 cm (Natur: 35 m) am orographisch linken Inn-Ufer passieren muss, um potenziell eine Gefährdung für das EBW darzustellen. Bei einer Entfernung von 50 cm (Natur: 17,5 m) steigt der Anteil der Partikel im RR auf rund 30 % an (Abbildung 3-24). Bei den dargestellten prozentuellen Anteilen im RR handelt es sich um die Mittelwerte der jeweils drei Versuchsdurchläufe.

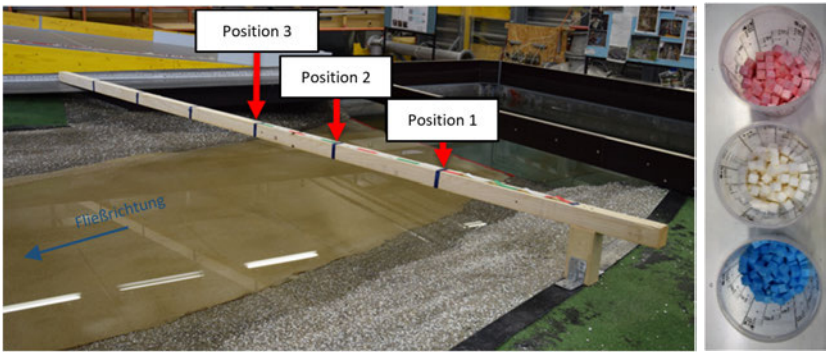


Abbildung 3-23: Positionen der Partikelzugabe am oberen Inn-Modellrand; Entfernung vom orographisch linken Uferbegleitweg: Position 1 = 50 cm, Position 2 = 100 cm, Position 3 = 150 cm; 150 Treibgutpartikel mit einer Kantenlänge von 1,0 cm

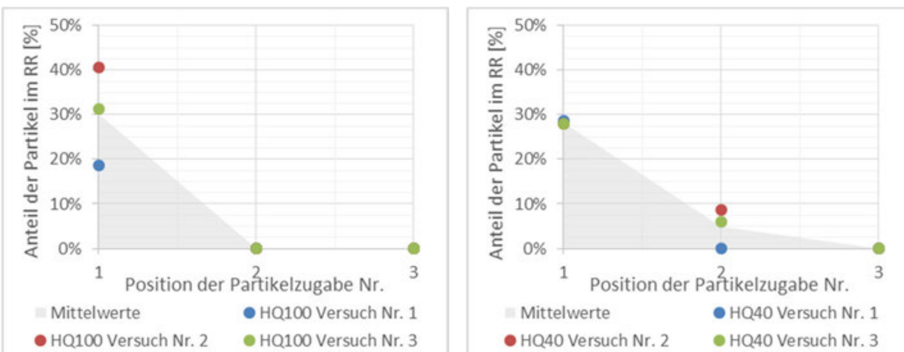


Abbildung 3-24: Auswertung jener Partikel die, in Abhängigkeit der Zugabe-Position über das EBW in den RR gelangt sind; Lastfall HQ_{100} und Lastfall HQ_{40}

Basierend auf den Voruntersuchungen wurden im Anschluss Versuche mit acht Treibholzklassen durchgeführt (Tabelle 3-21), wobei die Zugabe immer an Position 1 (= 50 cm Entfernung vom orographisch linken Uferbegleitweg) erfolgte. Neben den Lastfällen „HQ_{40}“ (Inn 2060 m³/s, BA 21 m³/s) und „HQ_{100}“ (Inn 2341 m³/s, BA 21 m³/s) im Inn wurde ein weiterer Lastfall mit der Bezeichnung „HQ_{100} Brandenberger Ache“ (Inn 2080 m³/s, BA 261 m³/s) untersucht. Die Treibgutzugabe erfolgte hier über den gesamten Querschnitt der Brandenberger Ache am oberen Modellrand. Im Zuge der Auswertung dieser Versuche wurde nicht nur das Treibholz im RR berücksichtigt, sondern auch jenes, welches im EBW stecken bzw. hängen blieb (Abbildung 3-26). In Abbildung 3-25 und Tabelle 3-22 sind die

Untersuchungsergebnisse für die jeweilige Treibgutklasse in Abhängigkeit der drei betrachteten Lastfälle sowie die berechneten Mittelwerte dargestellt. Im Lastfall „HQ_{100} Inn“ wurde der größte Treibgutanteil (43 %) in den relevanten Bereich des EBWs transportiert. Im Lastfall „HQ_{100} Brandenberger Ache“ konnte entgegen der zunächst getroffenen Annahme ein deutlich geringerer Treibgutanteil (23 %) im EBW und RR beobachtet werden.

Tabelle 3-21: Charakteristika und geometrische Eigenschaften der 8 untersuchten Treibholzklassen im Modellmaßstab 1:35

Treibholz-klasse	Material	Äste	Anzahl [-]	mittlere Länge [cm]	mittlerer Durchmesser [cm]	
1	Holz Natur	-	40	9,5	1	
2	Holz Natur	-	40	18,15	1,1	
3	Holz Natur	-	40	27,6	1,4	
4	Holz - Rund-stab	-	20	24	1,4	
5	Holz - Rund-stab	-	20	35,5	1,4	
6	Holz - Rund-stab	Ja	20	24	1,4	
7	Holz - Rund-stab	Ja	20	35,5	1,4	
8	Holz Natur	Ja	15	25	0,8	

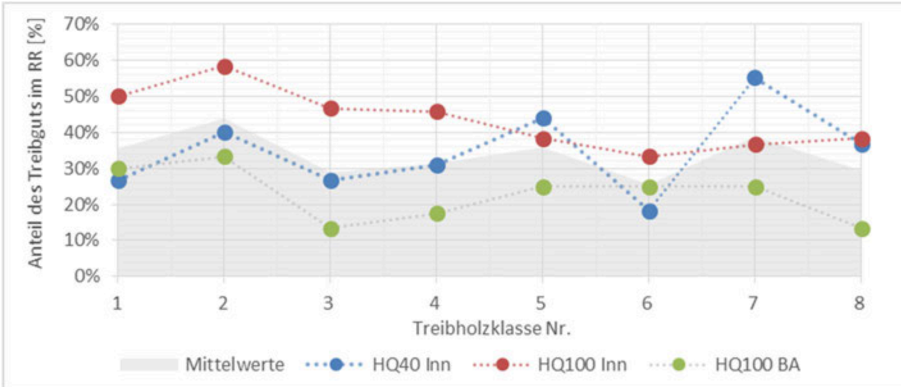


Abbildung 3-25: Untersuchungsergebnisse für die jeweilige Treibholzklasse in Abhängigkeit der drei betrachteten Lastfälle sowie der daraus resultierende Mittelwert

Tabelle 3-22: Untersuchungsergebnisse für die jeweilige Treibholzklasse in Abhängigkeit der drei betrachteten Lastfälle sowie die berechneten Mittelwerte

Treibholzklasse Nr.	Anteil des Treibguts im EBW und im RR [%]			**Mittelwerte**
	HQ_{40} Inn	HQ_{100} Inn	HQ_{100} BA	
1	27%	50%	30%	**36%**
2	40%	58%	33%	**44%**
3	27%	47%	13%	**29%**
4	31%	46%	18%	**31%**
5	44%	38%	25%	**36%**
6	18%	33%	25%	**26%**
7	55%	37%	25%	**39%**
8	37%	38%	13%	**29%**
Mittelwert	**35%**	**43%**	**23%**	**34%**



Abbildung 3-26: Dokumentierte Verklausungsszenarien unterschiedlicher Treibholzklassen; (links) Treibholzklasse 5, (Mitte) Treibholzklasse 6, (rechts) Treibholzklasse 3; Fließrichtung jeweils von unten nach oben;

Die durchgeführten Treibholzversuche wurden mit einer Deckenkamera aufgezeichnet und mit Hilfe einer Tracking-Software (Brown et al., 2017) analysiert. Das Ergebnis dieser Auswertung visualisiert die Schwimmbahnen einzelner Hölzer im Nahbereich des EBW. Beispielhaft sind in Abbildung 3-27 Ergebnisplots für die Lastfälle „HQ_{40} Inn“ und „HQ_{100} Inn“ jeweils bei geschlossenem und geöffnetem EBW dargestellt. Durch Kombination der physikalischen Untersuchungen und numerischer Simulationsergebnisse wurde eine bauliche Maßnahme zur Treibholzabwehr entwickelt (Abbildung 3-28 und Abbildung 3-29). Diese aufgelöste Rechenstruktur zielt darauf ab, nur jenes Treibholz abzufangen, welches mit hoher Wahrscheinlichkeit, bedingt durch die vorherrschenden Strömungsbedingungen, in das EBW gelangen würde und dort, auf Grund seiner Länge, zu Verklausungen führen könnte. Mit dem Ziel den Einfluss dieser aufgelösten Rechenstruktur auf die Durchflusskapazität des Einlaufbauwerks abzubilden, erfolgten weitere Untersuchungen mit variierenden Rechenabständen sowie diversen Verklausungszuständen dieser Rechenstruktur. Der Abfluss im Inn wurde konstant mit einem HQ_{100} (2321 m^3/s) angenommen.

Lastfälle „HQ_{40} Inn“ und „HQ_{100} Inn“- EBW geschlossen | Lastfälle „HQ_{40} Inn“ und „HQ_{100} Inn“ - EBW geöffnet

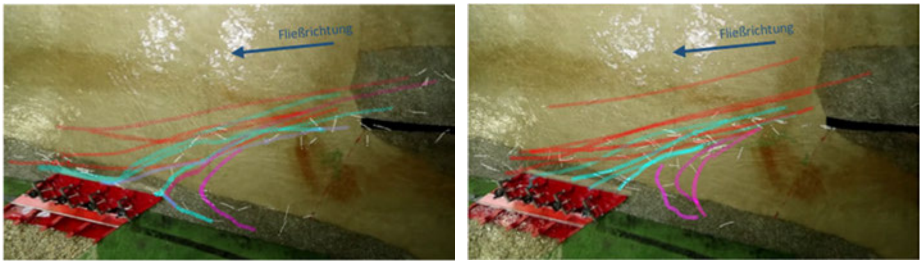


Abbildung 3-27: Graphische Darstellung der Schwimmbahnen einzelner Treibhölzer in den Lastfällen „HQ_{40} Inn“ und „HQ_{100} Inn“ bei geschlossenem und geöffnetem EBW; die Auswertung erfolgte mit der Software „Tracker (Brown et al., 2017)“

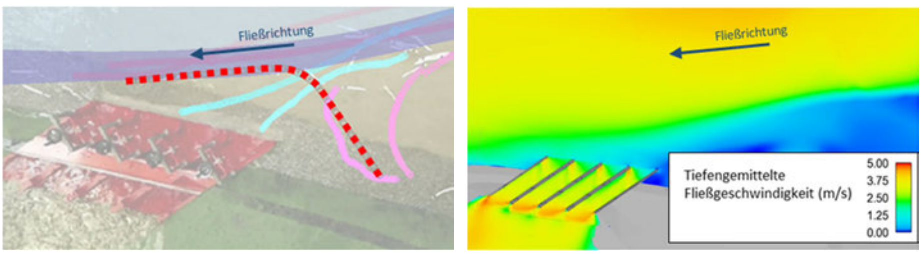


Abbildung 3-28: (links) Numerische Simulationsergebnisse, tiefengemittelte Fließgeschwindigkeitsverteilung bei einem Abfluss von 2341 m³/s im Inn (HQ_{100}), vollständig geöffneten Verschlüssen und leerem RR; (rechts) gewählte Position einer aufgelösten Rechenstruktur zur Treibholzabwehr auf Basis von physikalischen Untersuchungen und numerischen Simulationsergebnissen; Fließrichtung jeweils von rechts nach links;



Abbildung 3-29: Aufgelöste Rechenstruktur integriert in das physikalische Modell; (links) EBW entsprechend dem Generellen Projekt 2016 mit einem Rechenabstand von 2,5 m; (rechts) EBW entsprechend der optimierten Variante 1 mit einem Rechenabstand von 1,0 m

Für den Prototypen im physikalischen Modell wurden für die einzelnen Rechenelemente ein Durchmesser von 0,5 m (1,5 cm) und ein lichter Abstand von 2,5 m (7,1 cm) bzw. 1,0 m (2,8 cm) gewählt. Der Einfluss der Struktur auf die Durchflusskapazität wurde der Situation „kein Rechen“ gegenübergestellt. Diese Untersuchungen erfolgten sowohl für das ursprünglich geplante EBW entsprechend dem Generellen Projekt 2016 (ARGE – DonauConsult Ingenieurbüro GmbH und ILF Consulting Engineers, unveröffentlicht f) und der optimierten Variante 1 (vgl. Abschnitt 0). Durch die Reduktion des lichten Rechenabstandes von 2,5 m auf 1,0 m steigt die relative Durchflussreduktion von 1 % auf 4 % an (Tabelle 3-23).

Tabelle 3-23: Relative Durchflussreduktion in Abhängigkeit vom lichten Abstand der Rechenelemente

	EBW Variante 2016		EBW optimierte Variante 1		Mittelwerte
lichter Rechenabstand	Durchfluss	Relativer Durchfluss	Durchfluss	Relativer Durchfluss	Relative Durchflussreduktion
[m] bzw. [cm]	[m³/s]	[%]	[m³/s]	[%]	[%]
Kein Rechen	104,9	100 %	113,9	100 %	
2,5 m = 7,1 cm	104,2	99 %	111,5	98 %	1 %
1,0 m = 2,8 cm	102,1	97 %	108,8	95 %	4 %

Um die Durchflussreduktion durch eine potenzielle Verklausung der Rechenstruktur abzubilden, wurden zwei Varianten untersucht. Im ersten Schritt erfolgten Versuche mit einer undurchlässigen Verklausungsfläche („vollständige Verklausung (VK)“). Dazu wurden neun horizontale Blechstreifen mit einer konstanten Breite von 0,35 m (1 cm) an der Rechenstruktur angebracht. Im Zuge der Versuchsdurchführung wurde Streifen für Streifen abmontiert und so die relativen Verklausungsflächen von 70 % auf 0 % reduziert (Abbildung 3-31). Dieses Vorgehen wurde im zweiten Schritt mit einer durchlässigen Verklausungsfläche („teilweise Verklausung (TV)“), einem Lochblech mit 30 % Öffnung, wiederholt (Abbildung 3-30).

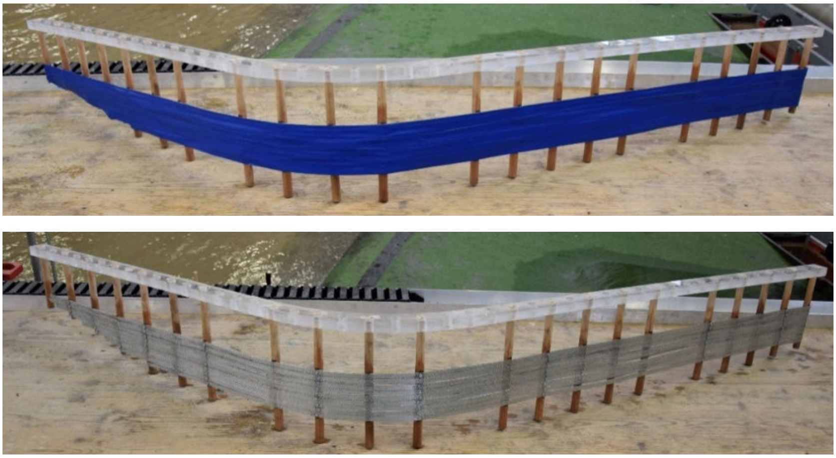


Abbildung 3-30: Versuchsanordnung im physikalischen Modell; (oben) undurchlässige und (unten) durchlässige Verklausungsfläche – 9 Streifen (mit einer Gesamthöhe von 3,15 m)

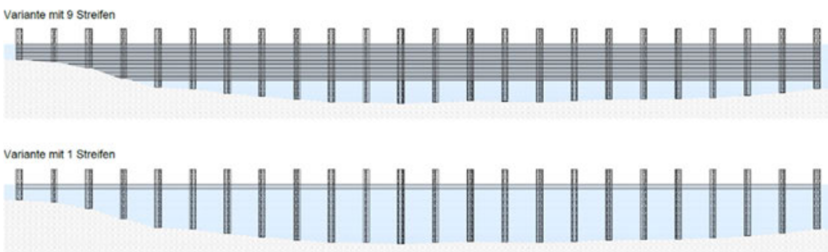


Abbildung 3-31: Schematische Darstellung der Versuchsanordnung; Rechenstruktur mit 2 Varianten von Verklausungsflächen, (oben) 9 Streifen, (unten) 1 Streifen

In Abbildung 3-32 sind die Untersuchungsergebnisse sowohl für das Bauwerk aus dem Generellen Projekt 2016 (ARGE – DonauConsult Ingenieurbüro GmbH und ILF Consulting Engineers, unveröffentlicht f) als auch für das optimierte Bauwerk (Variante 1) dargestellt. Der ermittelte relative Durchfluss wird einerseits der Anzahl an montierten Streifen und andererseits der relativen Verklausungsfläche gegenübergestellt. Die relative Verklausungsfläche beschreibt das Verhältnis aus verklauster Fläche zur theoretischen Durchflussfläche an der Rechenstruktur ohne Verklausung. Im Fall des durchlässigen Verklausungskörpers (TV)

wurden die Öffnungen in der Berechnung der relativen Verklausungsfläche mit 30 % berücksichtigt. Die Ergebnisse zeigen, dass trotz einer Reduktion der Durchflussfläche um 70 %, was einem undurchlässigen Verklausungskörper mit einer vertikalen Ausdehnung von 3,15 m (9 cm) entspricht, eine Durchflussreduktion durch das EBW von nur 12 % auftritt.

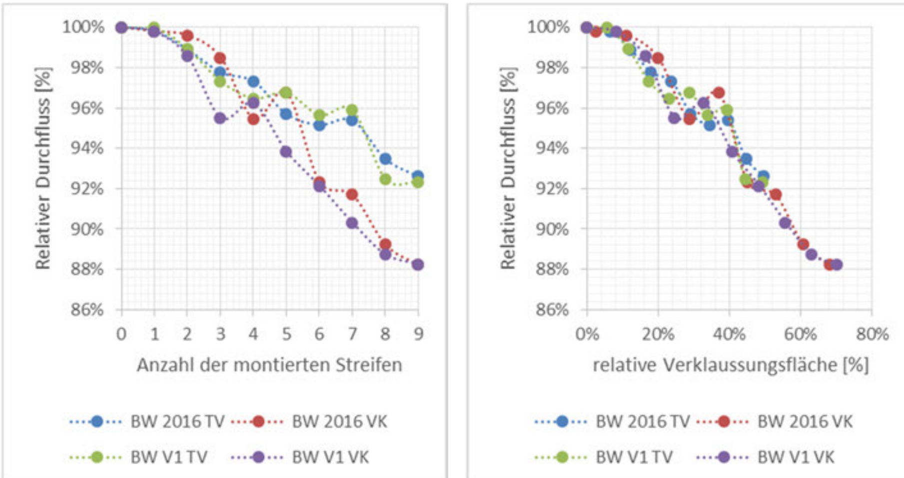


Abbildung 3-32: Untersuchungsergebnisse – Einfluss der Verklausung auf den Durchfluss; (links) relativer Durchfluss in Abhängigkeit der Anzahl der montierten Streifen; (rechts) relativer Durchfluss in Abhängigkeit der relativen Verklausungsfläche

3.5 Wirkung der geplanten Hochwasserrückhalteräume

3.5.1 Grundlagen

Im Anschluss an die numerischen und physikalischen Detailuntersuchungen mit Fokus auf die Einlaufbauwerke der drei geplanten Rückhalteräume wurden weitere Untersuchungen durchgeführt, um die Wirkung und Effizienz des geplanten Hochwasserschutzkonzepts im unteren Unterinntal für eine Reihe von Hochwasserereignissen anhand 2d-numerischer Simulationen zu analysieren und die Steuerstrategie der Rückhaltebecken im Bedarfsfall anzupassen. Dazu wurden die Berechnungsnetze aus dem Generellen Projekt 2016 (ARGE – DonauConsult Ingenieurbüro GmbH und ILF Consulting Engineers, unveröffentlicht a) übernommen und entsprechend dem Planstand 2018 adaptiert. Diese Geländenetze umfassen den Inn sowie die relevanten Überflutungsflächen von Brixlegg bis Kirchbichl. In einem weiteren Schritt wurden diese Netze sowohl am Inn als auch an den einzelnen Zubringern erweitert, um grundlegende Informationen bezüglich der Abflussgenese für ein adaptives, ereignisbasiertes Steuerkonzept abzuleiten. Im Zuge des Forschungsprojektes „Auswirkung Alpiner Retention auf die Hochwasserabflüsse des Inn“ der Technische Universität Wien (Blöschl et al., 2017) im Auftrag des Amtes der Tiroler Landesregierung und der Wildbach- und Lawinenverbauung, Sektion Tirol wurde ein Niederschlags-Abfluss-Modell, in welchem allerdings keine Ausuferungen berücksichtigt werden, entwickelt und ein Zeitraum von 10.000 Jahren simuliert. Die dabei generierten Hochwasserereignisse wurden vom Amt der Tiroler Landesregierung zur Verfügung gestellt und dienten als Eingangsdaten für die nachfolgenden Untersuchungen.

3.5.2 2d-numerische Simulationen – Steuerung der Einlaufbauwerke

Die 2d-numerischen Abflussuntersuchungen erfolgten mit der Software Hydro-AS auf Reinwasserbasis. Für die Abbildung der Einlaufbauwerke wurde die Randbedingung „Auslauf H-Wehr (Steuerung)“ herangezogen und um ein Script (LUA) erweitert. Die Modellrandbedingung „Auslauf H-Wehr (Steuerung)“ basiert auf zwei Bedingungen. Im ersten Schritt wird der theoretisch mögliche Durchfluss Q_W auf Basis der Wehrformel (Gl. (3-10)) nach *Du Buat* (Bollrich, 2007) anhand der vorherrschenden Energiehöhe entlang der Wehranlage berechnet.

$$Q_W = \frac{2}{3} \cdot \mu_{dB} \cdot c \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot \left(h_{ü} + \frac{v^2}{2g}\right)^{\frac{3}{2}} \tag{3-10}$$

Wobei μ_{dB} der Abflusskoeffizient nach Du Buat, *c* der Abminderungsbeiwert für den Unterwassereinfluss, *g* die Erdbeschleunigung, $\left(h_{ü} + \frac{v^2}{2g}\right)$ die Energiehöhe in Bezug auf die Wehrkrone und *L* die Wehrlänge darstellen. Sowohl der Abflusskoeffizient μ_{dB} und als auch der Abminderungsbeiwert *c* wurden auf Basis der vorangegangen 3d-numerischen Simulationen abgeleitet. Die zweite Bedingung ergibt sich aus der Steuervorgabe Q_{St}, jenem Durchfluss, der abgeführt werden muss, um einen vorgegebenen Wasserstand flussabwärts des Einlaufbauwerks einzuhalten. Der tatsächlich abgeführte Durchfluss *Q* durch das Einlaufbauwerk in den Rückhalteraum resultiert schließlich aus dem Minimum dieser beiden Werte:

$$Q = \min(Q_w \, , Q_{St}) \tag{3-11}$$

Liegt der erforderliche Durchfluss entsprechend der Steuervorgabe unter der Leistungsfähigkeit des Einlaufbauwerks, würde dies in der Praxis durch das Schließen einzelner Wehrfelder realisiert werden. Übersteigt der erforderliche Durchfluss entsprechend der Steuervorgabe die maximale Leistungsfähigkeit der Wehranlage (alle Wehrfelder geöffnet), verbleibt die Differenz des Abflusses im Gerinne und die Steuervorgabe kann in diesem Ereignis nicht eingehalten werden. Anhand eines zusätzlichen Scripts im LUA-Format wurde eine dritte Bedingung für die Steuerung geschaffen, welche bei Erreichen des Bemessungswasserspiegels im Rückhalteraum ein Schließen des Einlaufbauwerks, unabhängig von der Steuervorgabe im Gerinne, bewirkt.

3.5.3 Betrachtete Hochwasserereignisse

Mit dem Ziel, die Verschlechterung, welche durch die Implementierung der Linearmaßnahmen im Vergleich zur Bestandssituation hergerufen wird, für verschiedene Hochwasserspitzen und -füllen abzubilden, wurden drei Ereignisse aus den generischen Niederschlagabflusssimulationen ausgewählt, die an unterschiedlichen Punkten des Planungsabschnitts den HQ_{100}-Bemessungsabfluss entsprechend dem hydrologischen Längenschnitt aufweisen (Abbildung 3-3). Neben einem Ereignis, das in den Betrachtungsabschnitt bereits mit einem HQ_{100} (Pegel Brixlegg) eintritt, wurden bewusst weitere Ereignisse gewählt, welche durch

einmündende Zubringer den Bemessungsabfluss HQ_{100} im Inn erreichen (Abbildung 3-33). Um die Retentionseffekte auch für kleinere Abflüsse darzustellen, wurde zusätzlich ein viertes Ereignis mit einem Spitzenwert von etwa HQ_{50} am Pegel in Brixlegg herangezogen (Tabelle 3-24, Abbildung 3-34).

Tabelle 3-24: Generische Hochwasserereignisse entlang des Projektabschnitts UUI; Position an der das Ereignis den Bemessungsabfluss aufweist; entsprechender Bemessungsabfluss; Fülle der Hochwasserwelle ab einem Abfluss von 1000 m³/s; Summe der Abflussspitzen aus den Zubringern

Bez.	Bemessungsabfluss an der Position	Bemessungsabfluss [m³/s]	Wellenfülle >1000 m³/s [Mio. m³]	Summe Zubringerspitzenabflüsse [m³/s]
1	HQ_{100} - Pegel Brixlegg	2321	247,1	71
2	HQ_{100} - Mündung Brandenberger Ache	2341	341,8	476
3	HQ_{100} - Mündung Brixentaler Ache	2373	289,8	746
4	HQ_{50} - Pegel Brixlegg	2100	279,9	71

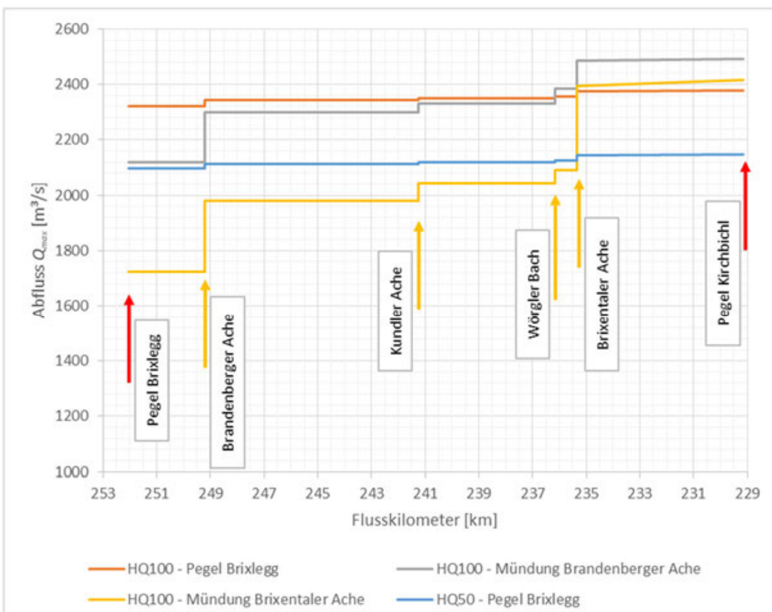


Abbildung 3-33: Hydrologischer Längenschnitt der vier gewählten Hochwasserereignisse

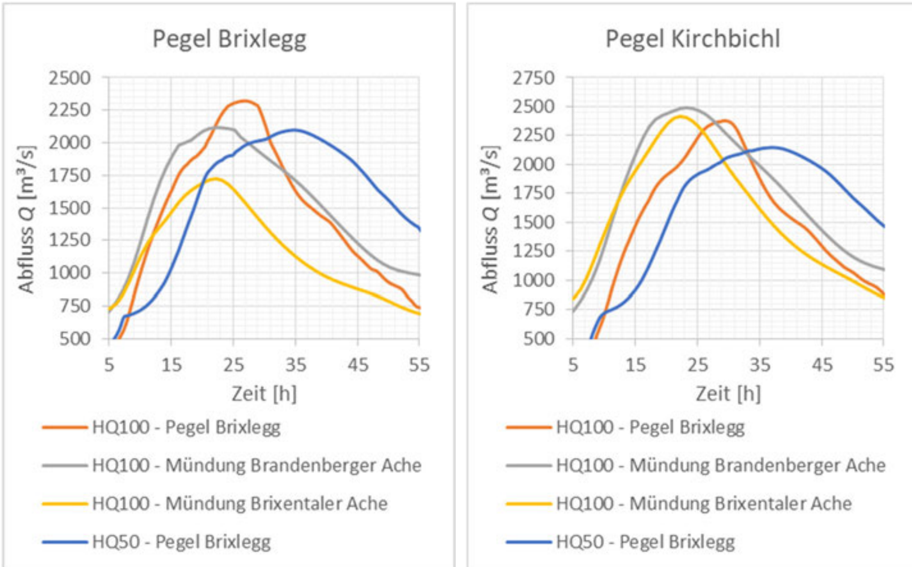


Abbildung 3-34: Abflussganglinien der vier gewählten Hochwasserereignisse an den Pegeln Brixlegg und Kirchbichl ohne Berücksichtigung natürlicher Ausuferungen entlang des Inns in diesem Abschnitt

3.5.4 Simulationsergebnisse – Verschärfung und Kompensation

3.5.4.1 Allgemeines

Der Einsatz der Rückhalteräume im unteren Unterinntal zielt darauf ab, die Verschlechterung, welche durch die Implementierung der linearen Hochwasserschutzmaßnahmen hervorgerufen wird, zu kompensieren. Um diese Abflussverschärfung abbilden zu können, wird das jeweilige Hochwasserereignis zuerst im Bestandsmodell (Bestand) und anschließend in einem Modell mit integrierten Hochwasserschutzmaßnahmen (Plan ohne RR) simuliert. In einem dritten Simulationslauf werden die Rückhalteräume aktiviert und entsprechend einer festen Vorgabe gesteuert (Plan mit RR) (vgl. Abschnitt 3.2.3.1). Dieses Vorgehen zielt darauf ab, am Ende des Planungsabschnitts den Abfluss aus der Bestandssituation nicht zu überschreiten. Zu diesem Zweck werden eingangs die Steuervorgaben entsprechend dem

Generellen Projekt 2016 (Steuerkonzept 1) herangezogen und die Wirkung am Pegel Kirchbichl analysiert. Sofern die Verschlechterung mit dieser Strategie nicht vollständig kompensiert werden kann, werden zusätzlich alternative Steuerkonzepte untersucht.

3.5.4.2 Ereignis HQ_{100} – Pegel Brixlegg

Die Umsetzung der Linearmaßnahmen entlang des Projektabschnitts UUI führen im Ereignis HQ_{100} – Pegel Brixlegg zu einer deutlichen Abflussverschärfung der Hochwasserspitze am Pegel Kirchbichl von rund 185 m³/s (Tabelle 3-25). Das Steuerkonzept 1 entsprechend dem Generellen Projekt 2016 führt zu einer Überkompensation von rund 92 m³/s, wobei die Rückhalteräume RR Voldöpp und RR Radfeld-Kundl zur Gänze gefüllt werden (Abbildung 3-35). Eine alternative Steuervorgabe für die Einlaufbauwerke dieser zwei Becken von 2150 m³/s reduziert die Überkompensation, wodurch der RR Radfeld-Kundl nur noch zu 45 % gefüllt wird (Abbildung 3-36). Der RR Angath wird im Zuge dieses Ereignisses nicht beaufschlagt.

Tabelle 3-25: Hochwasserereignis HQ_{100} – Pegel Brixlegg; Abflussverschärfung am Pegel Kirchbichl, mit und ohne Wirkung der RR; Steuervorgabe für die Einlaufbauwerke im jeweiligen Steuerkonzept sowie der resultierende Füllstand der RR am Ende des Ereignisses

	Steuervorgabe			Füllstand am Ende des Ereignisses			Verschärfung
	EBW Voldöpp [m³/s]	EBW Radfeld-Kundl [m³/s]	EBW Angath [m³/s]	RR Voldöpp [Mio. m³]	RR Radfeld-Kundl [Mio. m³]	RR Angath [Mio. m³]	Pegel Kirchbichl [m³/s]
Plan ohne RR	-	-	-	-	-	-	185,1
Steuerkonzept 1	2060	2060	2365	1,8	5,5	-	-92,3
Steuerkonzept 2	**2150**	**2150**	**2365**	**1,8**	**2,4**	**-**	**-4,9**

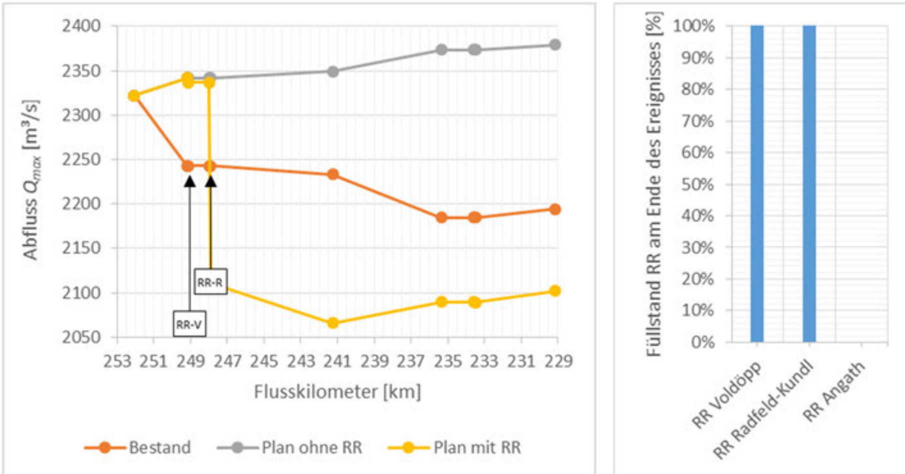


Abbildung 3-35: Hochwasserereignis HQ_{100} – Pegel Brixlegg, Steuerkonzept 1; Verlauf der maximalen Abflüsse entlang des Betrachtungsabschnitts für die Modelle Bestand, Plan ohne RR und Plan mit RR; Relativer Füllstand der Rückhalteräume im Modell Plan mit RR am Endes des Ereignisses

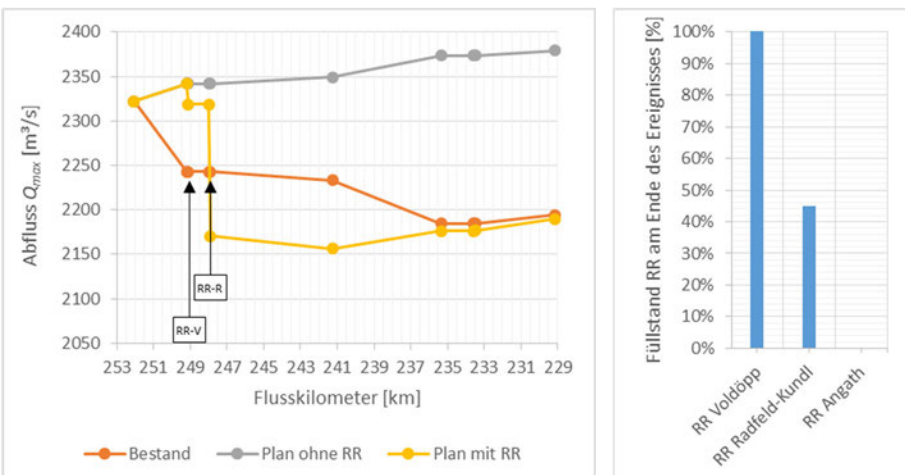


Abbildung 3-36: Hochwasserereignis HQ_{100} – Pegel Brixlegg, Steuerkonzept 2; Verlauf der maximalen Abflüsse entlang des Betrachtungsabschnitts für die Modelle Bestand, Plan ohne RR und Plan mit RR; Relativer Füllstand der Rückhalteräume im Modell Plan mit RR am Endes des Ereignisses

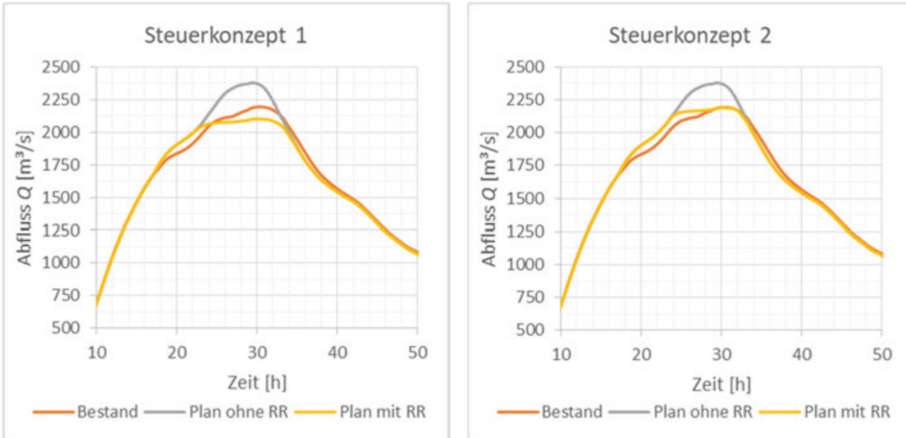


Abbildung 3-37: Hochwasserereignis HQ_{100} – Pegel Brixlegg; Abflussganglinien am Ende des Betrachtungsabschnitts (Pegel Kirchbichl) für die Modelle Bestand, Plan ohne RR und Plan mit RR

3.5.4.3 Ereignis HQ_{100} – Mündung Brandenberger Ache

Das Ereignis HQ_{100} – Mündung Brandenberger Ache weist am Beginn des Planungsabschnitts UUI einen Spitzenabfluss von rund 2100 m³/s auf. Erst durch die einmündende Brandenberger Ache erreicht der Abfluss den HQ_{100}-Bemessungsabfluss und steigt durch die nachfolgenden Zubringer weiter an. Auch bei diesem Ereignis tritt eine Abflussverschärfung von rund 199 m³/s am Pegel Kirchbichl auf (Tabelle 3-26). Die Steuervorgabe im Konzept 1 führt dazu, dass RR Voldöpp und RR Radfeld-Kundl wiederum zur Gänze gefüllt werden. Dies geschieht allerdings bereits zu einem Zeitpunkt, an dem die Hochwasserwelle den kritischen Steuerabfluss von 2060 m³/s noch nicht wieder unterschritten hat. Der Hochwasserabfluss steigt dadurch sprunghaft an (Abbildung 3-40), was jedoch keinen Einfluss auf die Abflussverschärfung am Pegel Kirchbichl hat (Abbildung 3-38). Dieser Effekt kann auf die Überkompensation durch das Steuerkonzept 1 zurückgeführt werden (vgl. Ereignis HQ_{100} - Pegel Brixlegg, Steuerstrategie 1). Mittels einer angepassten Steuervorgabe, EBW Voldöpp und EBW Radfeld-Kundl von 2150 m³/s und EBW Angath von 2300 m³/s kann die Rückhaltewirkung optimiert werden, wodurch im RR Radfeld-Kundl ein zusätzliches Rückhaltevolumen von rund 3 Mio. m³ verbleibt (Abbildung 3-39).

Tabelle 3-26: Hochwasserereignis HQ_{100} – Mündung Brandenberger Ache; Abflussverschärfung am Pegel Kirchbichl, mit und ohne Wirkung der RR; Steuervorgabe für die Einlaufbauwerke im jeweiligen Steuerkonzept sowie der resultierende Füllstand der RR am Ende des Ereignisses

	Steuervorgabe			Füllstand			Verschärfung
	EBW Voldöpp [m³/s]	EBW Radfeld-Kundl [m³/s]	EBW Angath [m³/s]	RR Voldöpp [Mio. m³]	RR Radfeld-Kundl [Mio. m³]	RR Angath [Mio. m³]	Pegel Kirchbichl [m³/s]
Plan ohne RR	-	-	-	-	-	-	198,9
Steuer-konzept	**2150**	**2150**	**2300**	1,8	2,4	1,3	**-4,8**

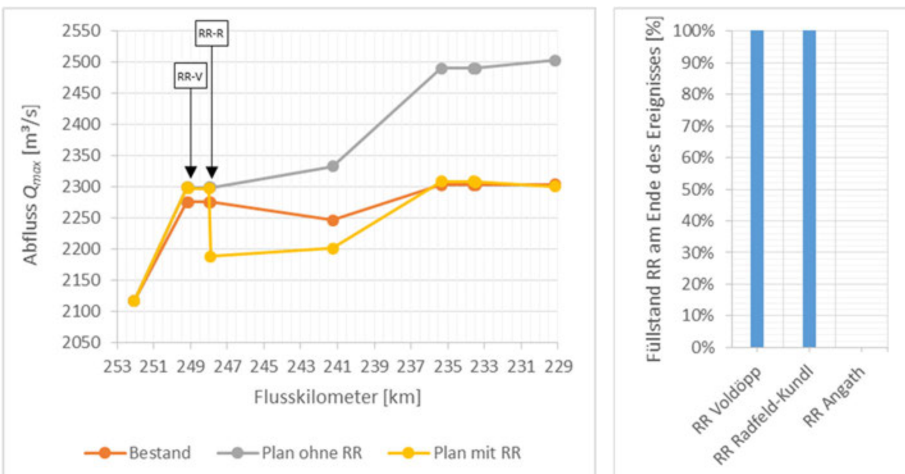


Abbildung 3-38: Hochwasserereignis HQ_{100} – Mündung Brandenberger Ache, Steuerkonzept 1; Verlauf der maximalen Abflüsse entlang des Betrachtungsabschnitts für die Modelle Bestand, Plan ohne RR und Plan mit RR; Relativer Füllstand der Rückhalteräume im Modell Plan mit RR am Endes des Ereignisses

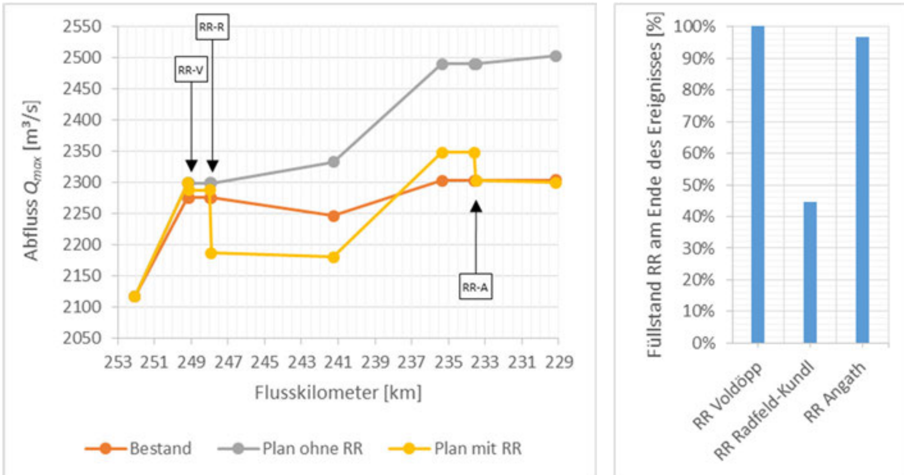


Abbildung 3-39: Hochwasserereignis HQ_{100} – Mündung Brandenberger Ache, Steuerkonzept 2; Verlauf der maximalen Abflüsse entlang des Betrachtungsabschnitts für die Modelle Bestand, Plan ohne RR und Plan mit RR; Relativer Füllstand der Rückhalteräume im Modell Plan mit RR am Endes des Ereignisses

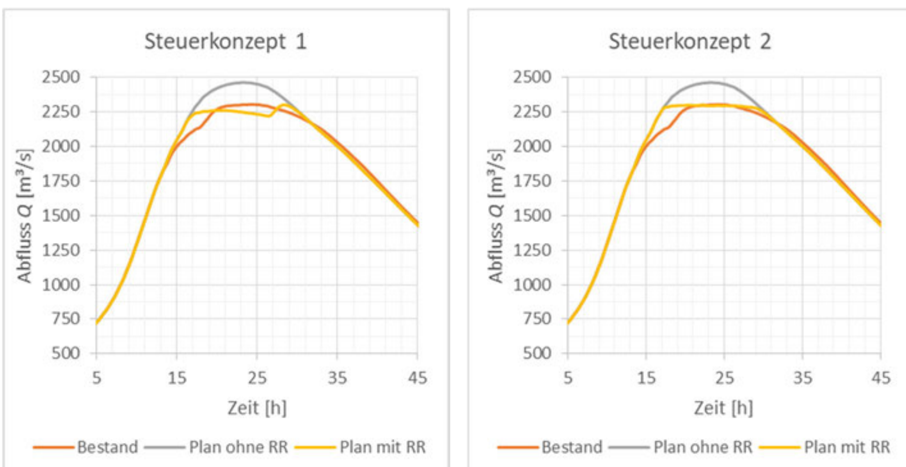


Abbildung 3-40: Hochwasserereignis HQ_{100} – Mündung Brandenberger Ache; Abflussganglinien am Ende des Betrachtungsabschnitts (Pegel Kirchbichl) für die Modelle Bestand, Plan ohne RR und Plan mit RR

3.5.4.4 Ereignis HQ_{100} – Mündung Brixentaler Ache

Das Ereignis HQ_{100} – Mündung Brixentaler Ache resultiert aus der Überlagerung einer Inn-Welle mit einem Spitzenabfluss von rund 1700 m³/s am Pegel Brixlegg und den Zubringerspitzenabflüssen von 746 m³/s. Auf Basis des Steuerkonzepts 1 kann die Abflussverschärfung von rund 77 m³/s auf 54 m³/s reduziert werden (Tabelle 3-27, Abbildung 3-41). Eine Anpassung der Steuervorgabe des EBW Angath führt schließlich zur Kompensation, wobei der Rückhalteraum Angath vollständig gefüllt wird (Abbildung 3-42, Abbildung 3-44). Alternativ wurde im Zuge des Steuerkonzepts 3 auch die Steuervorgabe der EBW Voldöpp und Radfeld-Kundl angepasst und dadurch ein Teil des erforderlichen Rückhaltevolumens auf den RR Voldöpp verlagert (Abbildung 3-43). Der RR Radfeld-Kundl wird in keiner dieser Konzepte beaufschlagt.

Tabelle 3-27: Hochwasserereignis HQ_{100} – Mündung Brixentaler Ache; Abflussverschärfung am Pegel Kirchbichl, mit und ohne Wirkung der RR; Steuervorgabe für die Einlaufbauwerke im jeweiligen Steuerkonzept sowie der resultierende Füllstand der RR am Ende des Ereignisses

	Steuervorgabe			Füllstand			Verschärfung
	EBW Voldöpp [m³/s]	EBW Radfeld-Kundl [m³/s]	EBW Angath [m³/s]	RR Voldöpp [Mio. m³]	RR Radfeld-Kundl [Mio. m³]	RR Angath [Mio. m³]	Pegel Kirchbichl [m³/s]
Plan ohne RR	-	-	-	-	-	-	77,2
Steuerkonzept 1	2060	2060	2365	-	-	0,2	54,7
Steuerkonzept 2	**2150**	**2150**	**2300**	-	-	1,3	**-2,0**
Steuerkonzept 3	1920	1920	2300	0,9	-	0,5	-12,6

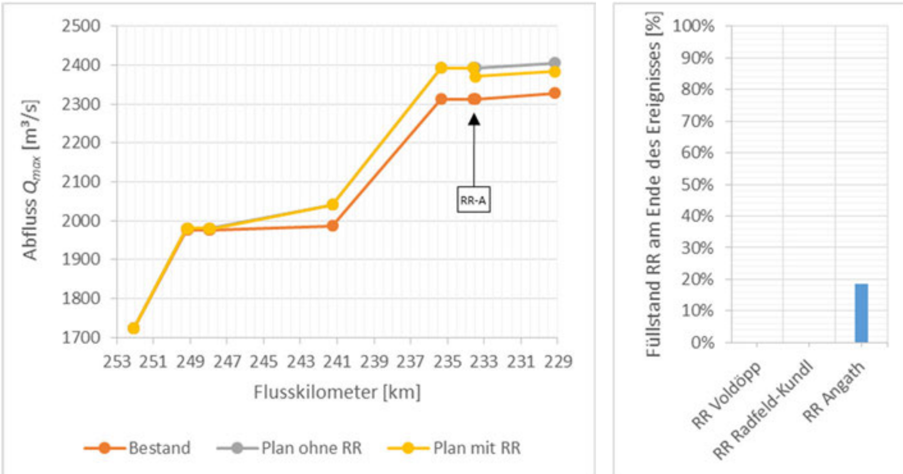


Abbildung 3-41: Hochwasserereignis HQ_{100} – Mündung Brixentaler Ache, Steuerkonzept 1; Verlauf der maximalen Abflüsse entlang des Betrachtungsabschnitts für die Modelle Bestand, Plan ohne RR und Plan mit RR; Relativer Füllstand der Rückhalteräume im Modell Plan mit RR am Endes des Ereignisses

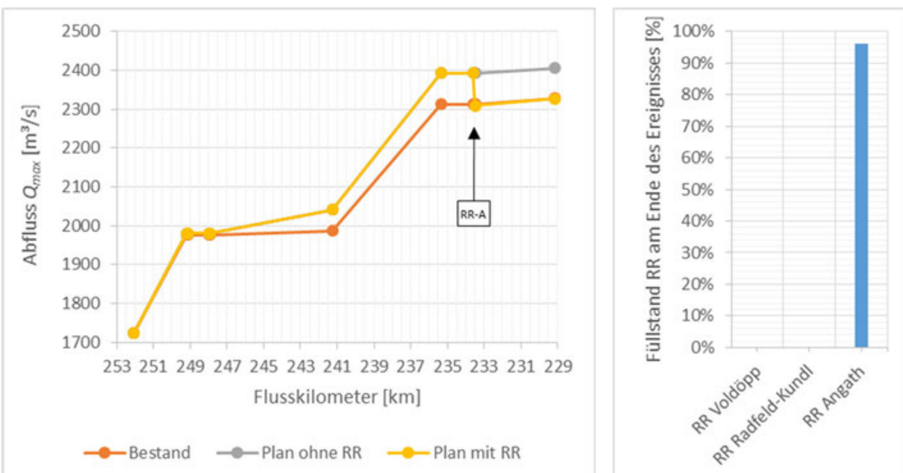


Abbildung 3-42: Hochwasserereignis HQ_{100} – Mündung Brixentaler Ache, Steuerkonzept 2; Verlauf der maximalen Abflüsse entlang des Betrachtungsabschnitts für die Modelle Bestand, Plan ohne RR und Plan mit RR; Relativer Füllstand der Rückhalteräume im Modell Plan mit RR am Endes des Ereignisses

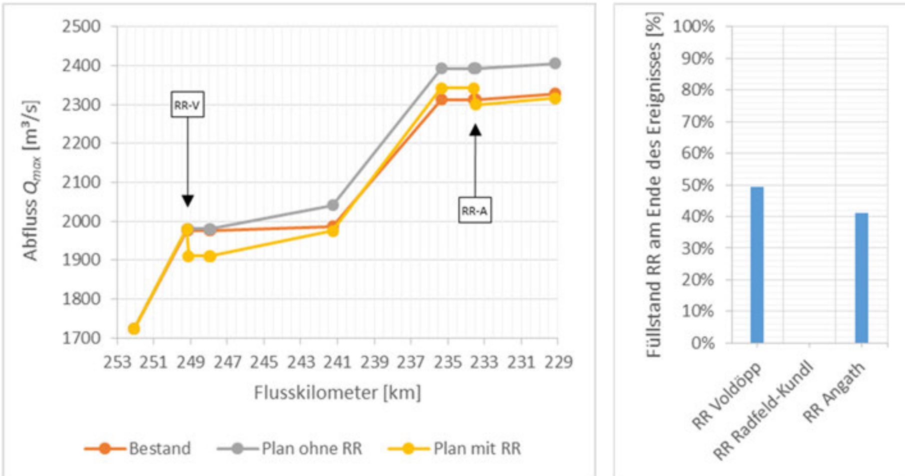


Abbildung 3-43: Hochwasserereignis HQ_{100} – Mündung Brixentaler Ache, Steuerkonzept 3; Verlauf der maximalen Abflüsse entlang des Betrachtungsabschnitts für die Modelle Bestand, Plan ohne RR und Plan mit RR; Relativer Füllstand der Rückhalteräume im Modell Plan mit RR am Endes des Ereignisses

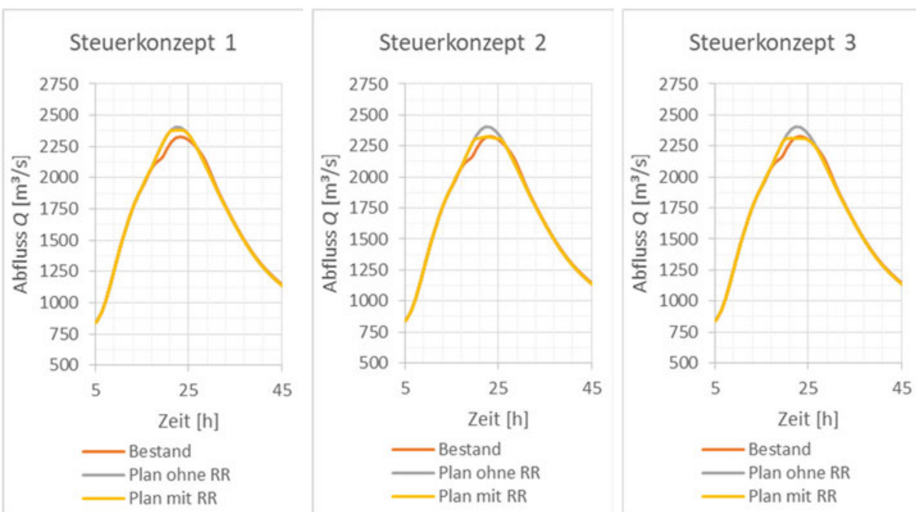


Abbildung 3-44: Hochwasserereignis HQ_{100} – Mündung Brixentaler Ache; Abflussganglinien am Ende des Betrachtungsabschnitts (Pegel Kirchbichl) für die Modelle Bestand, Plan ohne RR und Plan mit RR

3.5.4.5 Ereignis HQ_{50} – Pegel Brixlegg

Auch das Ereignis HQ_{50} – Pegel Brixlegg führt am Pegel Kirchbichl zu einer Abflussverschärfung, die allerdings mittels Steuerkonzept 1 kompensiert werden kann (Abbildung 3-45, Abbildung 3-46). Obwohl die erforderliche Abflussspitzenreduktion vergleichbar gering ausfällt (rund 50 m³/s) werden die Rückhalträume, bedingt durch die große Abflussfracht dieses Ereignisses, deutlich beaufschlagt (Tabelle 3-28).

Tabelle 3-28: Hochwasserereignis HQ_{50} – Pegel Brixlegg; Abflussverschärfung am Pegel Kirchbichl, mit und ohne Wirkung der RR; Steuervorgabe für die Einlaufbauwerke im jeweiligen Steuerkonzept sowie der resultierende Füllstand der RR am Ende des Ereignisses

	Steuervorgabe			Füllstand			Verschärfung
	EBW Voldöpp [m³/s]	EBW Radfeld-Kundl [m³/s]	EBW Angath [m³/s]	RR Voldöpp [Mio. m³]	RR Radfeld-Kundl [Mio. m³]	RR Angath [Mio. m³]	Pegel Kirchbichl [m³/s]
Plan ohne RR	-	-	-	-	-	-	62,5
Steuerkonzept 1	2060	2060	2365	0,9	1,4	-	7,6

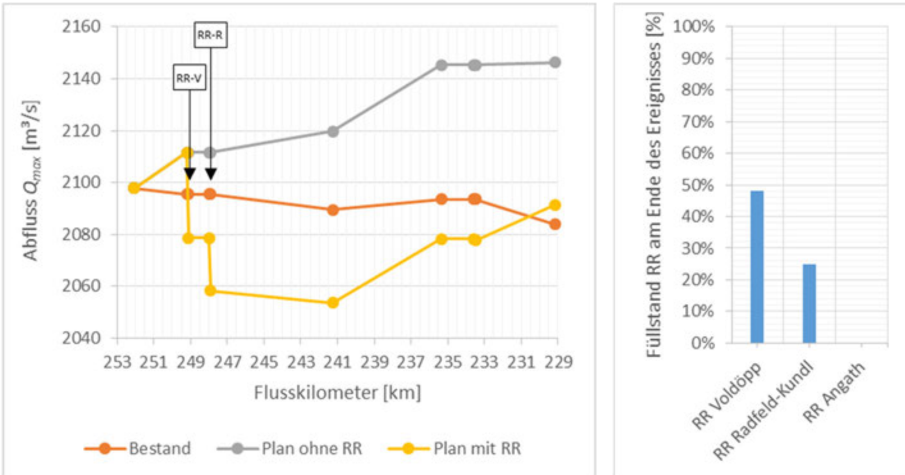


Abbildung 3-45: Hochwasserereignis HQ_{50} – Pegel Brixlegg, Steuerkonzept 1; Verlauf der maximalen Abflüsse entlang des Betrachtungsabschnitts für die Modelle Bestand, Plan ohne RR und Plan mit RR; Relativer Füllstand der Rückhalteräume im Modell Plan mit RR am Endes des Ereignisses

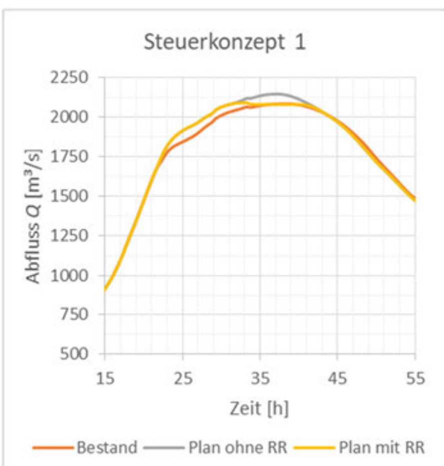


Abbildung 3-46: Hochwasserereignis HQ_{50} – Pegel Brixlegg; Abflussganglinien am Ende des Betrachtungsabschnitts (Pegel Kirchbichl) für die Modelle Bestand, Plan ohne RR und Plan mit RR

3.6 Zusammenfassung der Ergebnisse

Die durchgeführten 3d-numerischen Simulationen der drei geplanten Einlaufbauwerke verdeutlichen den signifikanten Einfluss geometrischer sowie hydraulischer Gegebenheiten auf den Abflusskoeffizienten seitlich angeströmter Wehre. Im Zuge des Optimierungsprozesses wurden die Bauwerke an den jeweiligen Standort angepasst und für jedes Wehrfeld ein charakteristischer Abflusskoeffizient ermittelt. Da sich der Wasserspiegel im geöffneten Zustand lokal sehr uneinheitlich ausbildet und auf analytischem Wege nur schwer zu ermitteln ist, wurde für die Ableitung dieses Koeffizienten die Fließtiefe im geschlossenen Zustand herangezogen. Diese Fließtiefe kann anhand gängiger Fließformeln oder einer bekannten Wasserstand-Abfluss Beziehung bestimmt werden.

Die gewählte Position des EBWs Voldöpp im Mündungsbereich der Brandenberger Ache wirkt sich äußerst positiv auf die Durchflusskapazität aus, weil auf Grund der geringen Fließgeschwindigkeiten die Wehrkrone beinahe rechtwinkelig angeströmt wird. Im Zuge der Untersuchungen zeigte sich, dass der Abflusskoeffizient durch eine 0°-Ausrichtung der Wehrfelder zur Streichrichtung des Ufers die ursprünglich geplante Variante mit 45° deutlich übertrifft (Optimierte Variante 1, $C_{b,m}$ = + 0,09).

Im Generellen Projekt 2016 wurde das EBW Radfeld-Kundl aus einer Wehranlage mit integriertem Durchlass konzipiert, um den bestehenden Damm der Autobahn zu unterqueren. Der Durchlass mündete in dieser Variante direkt in das Rückhaltebecken. Allerdings kam es in den weiteren Planungsvarianten zu einer Adaptierung des geplanten RRs, weshalb nach letztgültigem Stand an den Durchlass eine Flutmulde anschließt, über die der Abfluss dem RR zugeführt wird. Trotz der Implementierung der Flutmulde und den damit verbundenen Kapazitätsverlusten konnte durch Umgestaltung der Wehranlage eine signifikante Steigerung des Abflusskoeffizienten erzielt werden (Optimierte Variante 1, $C_{d,m}$ = + 0,22; Optimierte Variante 2, $C_{d,m}$ = + 0,24).

Im Zusammenhang mit dem EBW Angath zeigte die ursprünglich geplante, um 45° geneigte Variante einen geringfügig höheren Abflusskoeffizienten als die optimierte Variante mit 0°-Ausrichtung (Optimierte Variante 1, $C_{b,m}$ = - 0,02). Die verstärkte Abflussumlenkung führt offensichtlich zu größeren Verlusten. Eine deutliche Verbesserung in Bezug auf den Abflusskoeffizienten konnte mit der optimierten Variante 2 erzielt werden (Optimierte Variante 2, $C_{b,m}$ = + 0,21). Die gesamte Wehranlage wurde in dieser Betrachtung rotiert und im Bereich der Flutmulde positioniert. Die Anströmung erfolgt dadurch beinahe senkrecht zur Wehrkrone.

Im Zuge der Detailuntersuchungen wurde für jede Variante der drei Einlaufbauwerke der Formbeiwert der einzelnen Wehrfelder sowie der Abminderungsbeiwert, der den unvollkommenen Überfall widerspiegelt, ermittelt. Für das Einlaufbauwerk Voldöpp konnten die numerisch bestimmten Formbeiwerte anhand des physikalischen Modellversuchs bestätigt werden. Allerdings zeigten weitere Detailuntersuchungen, dass sich dieser Koeffizient durch sukzessives Schließen einzelner Wehrfelder ändert und daher nur für den Zustand „alle vorhandenen Wehrfelder geöffnet“ Gültigkeit hat.

Im physikalischen Modell wurde darüber hinaus die Exposition des Einlaufbauwerks bezüglich der Einwirkung von Treibholz analysiert. Die Ergebnisse verdeutlichen die Notwendigkeit einer konstruktiven Maßnahme zur Treibholzabwehr vor dem EBW, die im Zuge weiterer Untersuchungen entwickelt und beurteilt wurde.

Auch für das dritte Forschungsprojekt, in dem die Steuerstrategie der Einlaufbauwerke analysiert wurde, war die Kenntnis des jeweiligen Abflusskoeffizienten für die Definition einer realistischen Randbedingung grundlegend. Anhand dieser Bedingung konnte während der Simulation die Leistungsfähigkeit in Abhängigkeit vom aktuellen Wasserstand berechnet und der Rückhalteraum abhängig von der Steuervorgabe im 2d-numerischen Modell automatisiert beaufschlagt werden. Die durchgeführten Simulationen haben gezeigt, dass Hochwasserereignisse, welche den HQ_{100}-Bemessungsabfluss im Betrachtungsabschnitt erreichen, mit einem Steuerkonzept auf Basis einer festen Vorgabe gesteuert werden können, um die Abflussverschärfung am Pegel Kirchbichl zu kompensieren. Diese Steuervorgabe weicht allerdings von jener aus dem Generellen Projekt 2016 ab. Wird das Ziel verfolgt die Abflussverschärfung möglichst kontinuierlich entlang des Betrachtungsabschnitts zu kompensieren, muss die Steuervorgabe auf spezifische Ereignistypen (z.B. Abflussschwerpunkt Inn, Abflussschwerpunkt Zubringer) ausgelegt werden. Auf Basis dieser Erkenntnisse könnte daher eine Steuerstrategie nach fester Vorgabe abhängig von prognostizierten Hochwasserscheiteln (vgl. Abschnitt 2.1.5.4) für den Planungsabschnitt UUI in Betracht gezogen werden. Im Vergleich zum Bemessungsereignis, das eine Hülle von möglichen Szenarien widerspiegelt und den Einsatz aller drei Rückhalteräume für die Kompensation der Abflussverschärfung erfordert, zeigt die Betrachtung einzelner Ereignisse abhängig vom gewählten Steuerkonzept eine deutliche Variabilität bezüglich dem benötigten Retentionsvolumen. So werden beispielsweise im Ereignis HQ_{100} - Mündung Brandenberger Ache (Steuerkonzept 1) die Rückhalteräume Voldöpp und Radfeld-Kundl vollständig gefüllt, im Ereignis HQ_{100} - Mündung Brixentaler (Steuerkonzept 2) werden diese nicht benötigt, allerdings wird das Potenzial des Rückhalteraums Angath beinahe ausgeschöpft.

4 Detailstudie des Abflusskoeffizienten

4.1 Einleitung

Die Untersuchungen des Abflusskoeffizienten (Formbeiwert und Abminderungsbeiwert), die für die drei geplanten EBW im unteren Unterinntal erarbeitet wurden, zeigten einen wesentlichen Einfluss der lokalen Strömungsverhältnisse im Gerinne. Darüber hinaus führten Rückstaueffekte durch die Anordnung einer Flutmulde im Unterwasser der Wehranlage zu einer maßgebenden Reduktion der Durchflusskapazität (vgl. Abschnitt 3.3). Um diese Einflüsse im Detail zu analysieren, wurde eine Parameterstudie anhand 3d-numerischer Simulationen an einem standardisierten Gerinneabschnitt durchgeführt. Diese Studie zielte einerseits darauf ab, den Einfluss geometrischer und hydraulischer Bauwerks- und Standortsfaktoren abzubilden und anderseits eine Formel, mittels Regressionsanalysen, für die Abschätzung des Abflusskoeffizienten zu entwickeln. Zur Validierung der 3d-numerischen Simulationsergebnisse erfolgten Fließtiefen- und Durchflussmessungen an einem physikalischen Modellversuch, der für diesen Zweck im Wasserbaulabor der Universität Innsbruck errichtet wurde.

4.2 Untersuchungskonzept

4.2.1 Allgemeines

Insgesamt wurden rund 250 Simulationen an einem standardisierten Gerinneabschnitt durchgeführt, mit dem Ziel, den Einfluss variierender Gerinne- und Wehreigenschaften auf das Abflussverhalten und den Durchfluss durch das EBW zu analysieren. Abbildung 4-1 veranschaulicht den standardisierten Gerinnequerschnitt sowie die entsprechenden geometrischen und hydraulischen Parameter, die im Zuge der einzelnen Simulationen variiert wurden. Bezüglich der Wehranlage erfolgten Untersuchungen mit vier und acht Wehrfeldern, die in der Konfiguration „alle Wehrfelder geöffnet“ eine aufsummierte lichte Wehrlänge von 28 m bzw. 56 m aufweisen. Die Wehrpfeiler wurden in allen Untersuchungen mit einer Breite von 1,5 m und einer Länge von 14 m berücksichtigt. Die Variante mit acht Wehrfeldern ist in Abbildung 4-2 dargestellt. Die Fließrichtung verläuft dabei von links nach rechts, was auch auf alle weiteren Abbbildungen in der Draufsicht zutrifft.

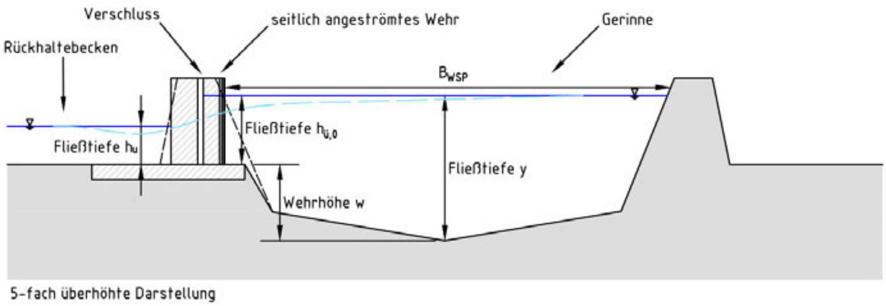


Abbildung 4-1: Schematischer Gerinnequerschnitt mit einem seitlich angeströmten, breitkronigen Wehr

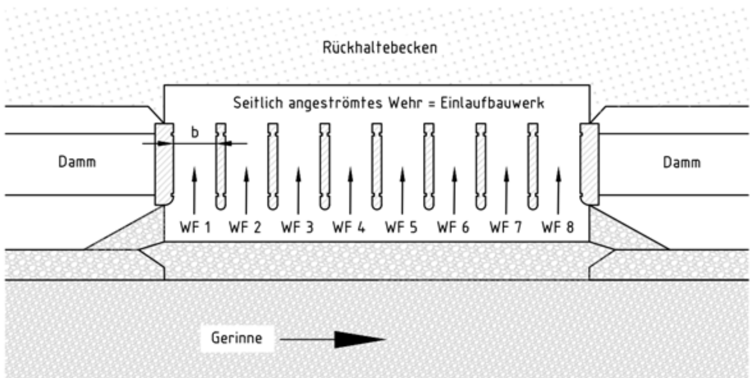


Abbildung 4-2: Schematische Draufsicht des seitlich angeströmten Wehrs mit 8 Wehrfeldern (Nr. aufsteigend in Fließrichtung)

4.2.2 Voruntersuchung – Validierung der numerischen Simulationen

Mit dem Ziel die numerischen Simulationen auf ihre Plausibilität hin zu prüfen, wurde ein physikalischer Modellversuch (Maßstab 1:50) einer Wehranlage mit vier Wehrfeldern errichtet. Insgesamt umfasste diese Voruntersuchung 20 Experimente, wobei die Anzahl der geöffneten Wehrfelder (0 bis 4) und das Sohlgefälle (0,5 ‰; 1,0 ‰; 1,5 ‰; 2,0 ‰) variierten. Die numerischen Simulationen erfolgten im Naturmaßstab, weshalb die Simulations-

ergebnisse für die Plausibilitätsprüfung in den Modellmaßstab übertragen wurden. Abbildung 4-3 umfasst die einzelnen Modellkonfigurationen sowie die entsprechenden Gerinne- und Wehreigenschaften im Natur- und Modellmaßstab.

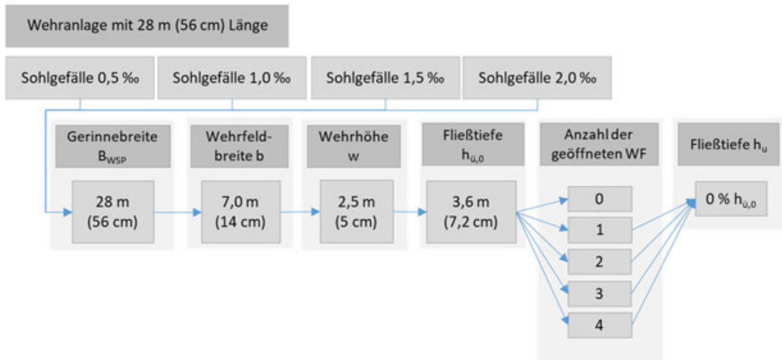


Abbildung 4-3: Voruntersuchung – Modellkonfigurationen im numerischen und physikalischen Modell

4.2.3 Parameterstudie – Einfluss auf den Abflusskoeffizienten

Mit Fokus auf die eingangs formulierte Forschungsfrage den Einfluss von Gerinne- und Wehreigenschaften auf das Abflussverhalten seitlich angeströmter Wehranlagen zu analysieren und eine Formel zur Abschätzung des Abflusskoeffizienten abzuleiten, wurden 166 Modellkonfigurationen an Wehranlagen mit 28 m und 56 m Länge simuliert. Folgende Parameter wurden im Zuge dieser Untersuchungen variiert: das Sohlgefälle im Gerinne I_s, die Gerinnebreite B_{WSP}, die lichte Wehrfeldbreite b, die Wehrhöhe w, die Fließtiefe im Gerinne bezogen auf die Wehrhöhe $h_{ü,0}$, die Anzahl der geöffneten Wehrfelder WF sowie die Fließtiefe im Unterwasser der Wehranlage h_u. In Abbildung 4-4 sind die untersuchten Varianten an der Wehranlage mit 28 m Länge und in Abbildung 4-5 jene an der Wehranlage mit 56 m Länge schematisch dargestellt.

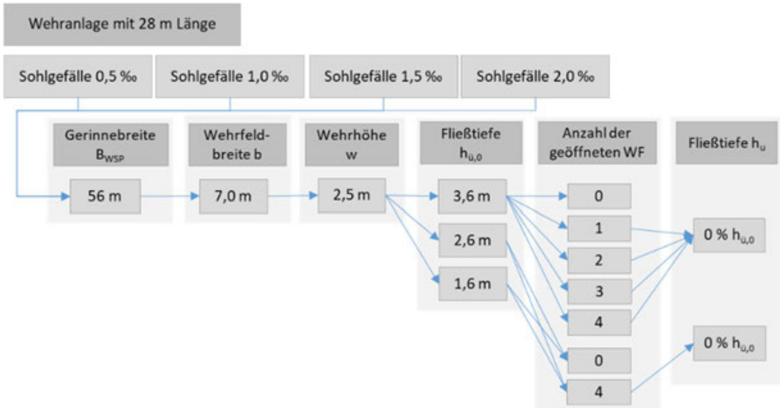


Abbildung 4-4: Untersuchungen bezüglich des Abflusskoeffizienten – Modellkonfigurationen an einer Wehranlage mit 28 m Länge

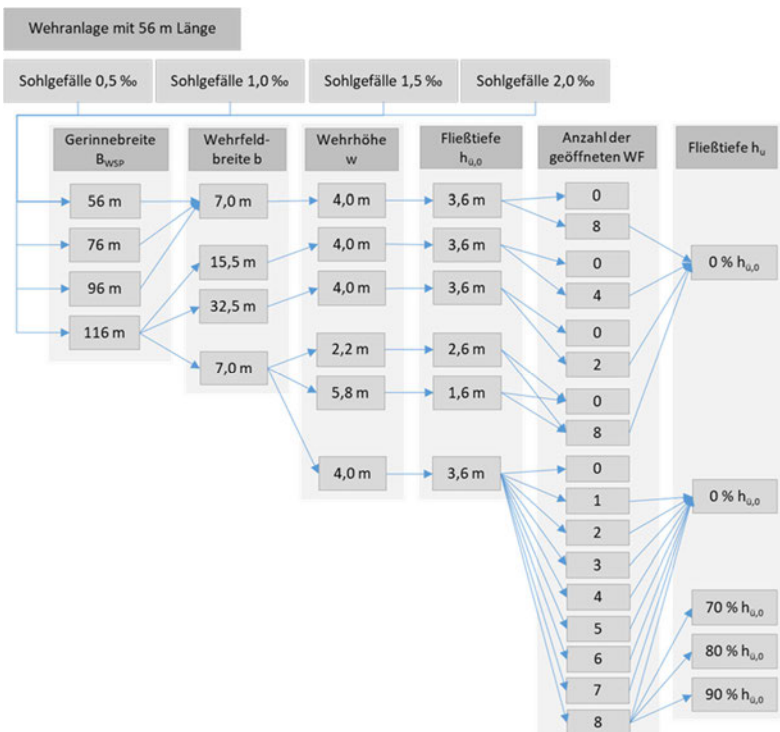


Abbildung 4-5: Untersuchungen bezüglich des Abflusskoeffizienten – Modellkonfigurationen an einer Wehranlage mit 56 m Länge

4.2.4 Sonderfall – Flutmulde im Unterwasser

In speziellen Fällen mündet das seitliche Wehr nicht direkt in das Rückhaltebecken im Nebenschluss, sondern in eine Flutmulde, über die der Abfluss zum Rückhaltebecken geführt wird. In diesem Fall treten durch die Abflussumlenkung Rückstaueffekte auf, die die Kapazität der Wehranlage signifikant einschränken. Um diesem Effekt entgegen zu wirken, wurde im Zuge der Bauwerksoptimierungen im Hochwasserschutzprojekt UUI eine alternative Anordnung entwickelt und analysiert. Am standardisierten Gerinne erfolgten weitere Untersuchungen, um den Einfluss des Sohlgefälles I_s und der Fließtiefe im Unterwasser h_u abzubilden. Zu diesem Zweck wurden an drei Modellen (seitliches EBW ohne Flutmulde, seitliches EBW mit Flutmulde, gedrehtes EBW mit Flutmulde) jeweils 20 Konfigurationen untersucht. Abbildung 4-6 veranschaulicht die drei simulierten Varianten, in Abbildung 4-7 werden die gewählten Gerinne- und Wehreigenschaften zusammengefasst.

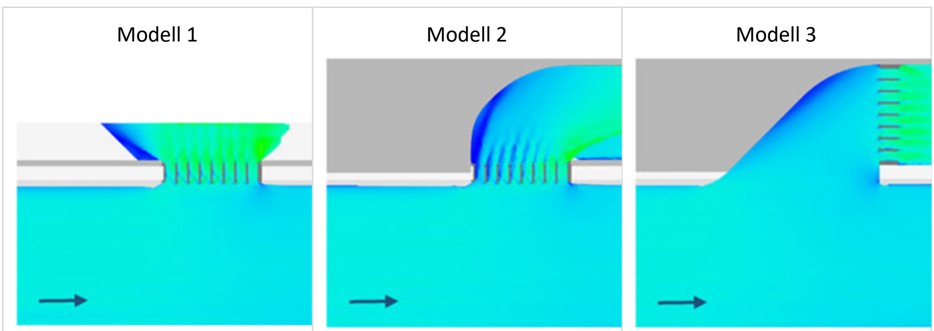


Abbildung 4-6: Untersuchungen der Abflusskapazität im Fall einer Flutmulde im Unterwasser der Wehranlage – Modelle 1 und 2: seitliches EBW mit und ohne Flutmulde; Modell 3: gedrehtes EBW mit Flutmulde

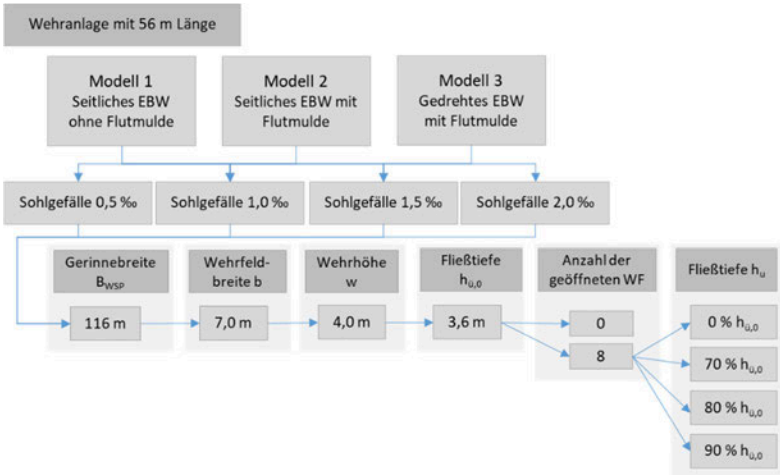


Abbildung 4-7: Untersuchungen der Abflusskapazität im Fall einer Flutmulde im Unterwasser der Wehranlage – Modellkonfigurationen an einer Wehranlage mit 56 m Länge

4.3 Numerisches Modell

4.3.1 Allgemeines

Die numerischen Simulationen erfolgten mit der Software FLOW-3D® (Flow Science, Inc., 2017a) und wurden so lange fortgesetzt, bis sich ein quasi stationärer Fließzustand einstellte. Um minimalen Schwankungen (z.B. Durchfluss durch das Wehrbauwerk ± 2 % vom Mittelwert), deren Ursache in den Randbedingungen bzw. im numerische Lösungsverfahren liegt, zu begegnen, wurden die hydraulischen Größen im Zuge der Auswertung über einen Zeitraum von 20 Sekunden gemittelt.

4.3.2 Berechnungsnetz

Das Berechnungsnetz bildet die Grundlage für die numerische Simulation und ist mitunter entscheidend für den Grad der Auflösung der abgebildeten Geometrie. Generell wird das Ziel verfolgt, den Betrachtungsabschnitt möglichst detailliert abzubilden. Je höher die Auflösung, desto mehr Berechnungszellen sind allerdings erforderlich und entsprechend aufwändiger wird die numerische Lösung. Es bedarf daher eines Kompromisses aus akzeptab-

ler Simulationsdauer und einem der jeweiligen Fragestellung entsprechenden Detaillierungsgrad. Zu diesem Zweck wurden eingangs Simulationen mit unterschiedlichen Elementgrößen bearbeitet. Die gewählten Verhältnisse der Elementkantenlängen lagen dabei für *x : y* = 1 : 1 und *x : z* = 1 : max. 4. In der Variante „alle Wehrfelder geschlossen“ besteht das Modell neben einem Netzblock für den Zulauf aus einem weiteren Netzblock für das Gerinne. Auf Basis der Voruntersuchungen konnte für die Konfiguration „alle Wehrfelder geschlossen“ eine optimale Elementgröße von *x : y : z* von 1,0 m : 1,0 m : 0,5 m ermittelt werden.

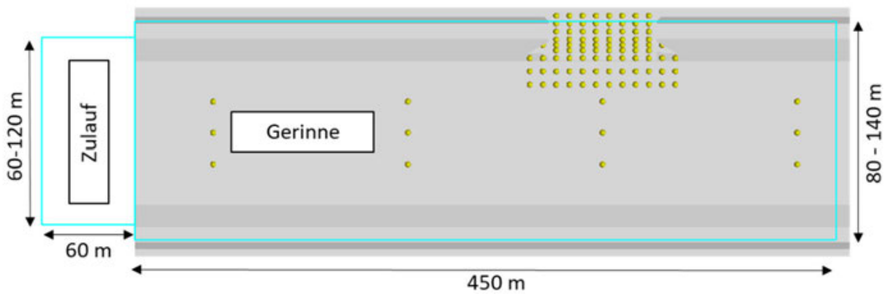


Abbildung 4-8: Anordnung und Dimensionen der kartesischen Netzblöcke (Randlinien in Cyan-Blau) im numerischen Modell in der Konfiguration „alle Wehrfelder geschlossen“

Tabelle 4-1: Einfluss der Elementgröße auf die Anzahl der aktiven Zellen sowie die resultierende Berechnungsdauer (Simulationsdauer = 100 s) in der Konfiguration „alle Wehrfelder geschlossen, B_{WSP} 116 m, w 4,0 m“

	Elementgröße im Bereich des Gerinnes *x=y; z* [m]					
	4,0 ; 1,0	4,0; 0,5	2,0; 0,5	2,0; 0,25	1,0; 0,5	1,0; 0,25
Anzahl der Zellen [Mio.]	0,16	0,20	0,48	0,83	1,59	2,93
Berechnungsdauer [hh:mm]	00:16	00:32	01:19	03:58	03:07	11:32

In der Konfiguration „Wehrfelder geöffnet“ wurde das Modell um einen Netzblock „Bauwerk“ im Bereich der Wehranlage erweitert, mit dem Ziel eine möglichst hohe Auflösung der einzelnen Wehrfelder zu realisieren (Abbildung 4-9). Für das Gerinne kam ein nicht konformes (non-conforming) und für die Wehranlage ein an die Oberfläche angepasstes (conform to blocked volume) Netz zum Einsatz (vgl. Abbildung 3-4). Darüber hinaus konnten mit sogenannten „Solids“ die aktiven Elemente auf den relevanten Bereich reduziert werden.

Für den Netzblock „Bauwerk“ fiel die Entscheidung auf eine Elementgröße von *x* = *y* = *z* von 0,25 m (Tabelle 4-2, Abbildung 4-9).

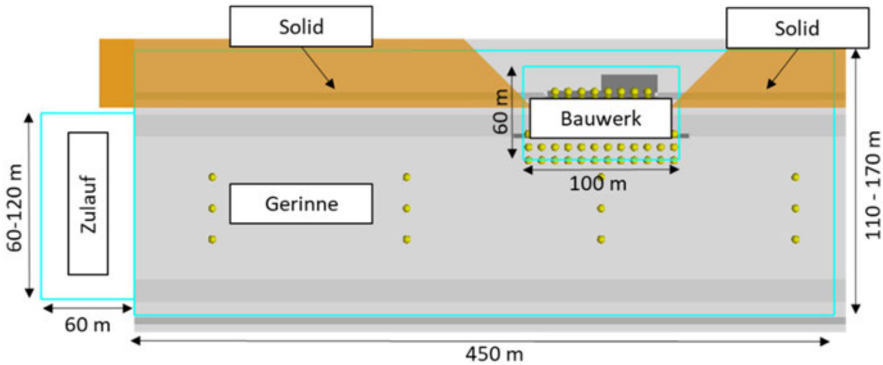


Abbildung 4-9: Anordnung und Dimensionen der kartesischen Netzblöcke (Randlinien in Cyan-Blau) im numerischen Modell in der Konfiguration „Wehrfelder geöffnet“

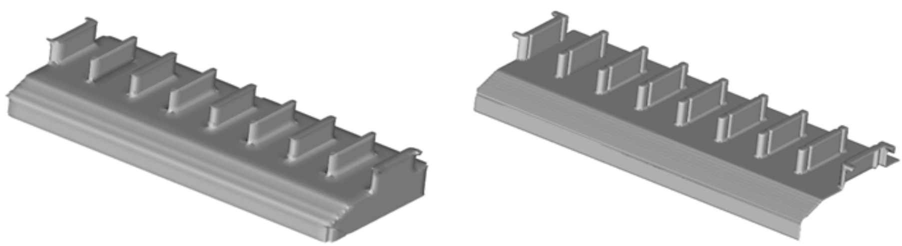


Abbildung 4-10: Diskretisierung der Wehranlage mit 2 unterschiedlichen Elementgrößen; x = y : z von 1,0 m : 0,5 m (links); x = y = z von 0,25 m (rechts)

Tabelle 4-2: Einfluss der Elementgröße auf die Anzahl der aktiven Zellen sowie die resultierende Berechnungsdauer (Simulationsdauer = 100 s) in der Konfiguration „8 Wehrfelder geöffnet, b 7,0 m, B_{WSP} 116 m, w 4,0 m“

	Zellgröße im Bereich des Einlaufbauwerks *x=y; z* [m]					
	1,0 ; 0,5	1,0; 0,25	0,5; 0,5	0,5; 0,25	0,25; 0,25	0,125; 0,125
Anzahl der Zellen [Mio.]	1,71	1,81	2,03	2,39	4,60	23,12
Durchfluss EBW [m³/s]	373	360	394	385	394	-
Berechnungsdauer [hh:mm]	05:05	19:19	04:25	10:43	20:54	abgebrochen

4.3.3 Randbedingungen

Mittels der Randbedingung „Durchfluss“ wird der jeweilige Gerinneabfluss über den Netzblock „Zulauf“ der Simulation zugeführt. Dieser Netzblock ist mit einem Reservoir vergleichbar, an welches der eigentliche Gerinneabschnitt (Netzblock „Gerinne“) anschließt. Durch diese Anordnung können bereits auf kurzer Gerinnestrecke realistische Strömungsverhältnisse erzeugt werden. Der numerische Übergang von einem Netzblock zum anderen erfolgt über die Randbedingung „Symmetrie“. Das Ausflussverhalten am Ende des Gerinneabschnitts wird über eine Wasserstand-Abfluss Beziehung geregelt, welche anhand der allgemeinen Fließformel nach *Manning-Strickler* (4-1) ermittelt wurde. Für die Berechnung wurde ein *Strickler*-Beiwert von k_{St} = 40 $m^{1/3}/s$ (typischer Wert für ein Flussbett (Jirka und Lang, 2009)) herangezogen und die absolute Oberflächenrauheit (vgl. Abschnitt 4.3.4) im Gerinne entsprechend angepasst.

$$Q_G = k_{st} \cdot R^{2/3} \cdot {I_s}^{1/2} \cdot A \tag{4-1}$$

Der Gerinneabfluss Q_G berechnet sich dabei aus dem hydraulischen Radius R, dem Sohlgefälle I_s sowie der benetzten Querschnittsfläche A. In Abbildung 4-11 sind die ermittelten Wasserstand-Abfluss Beziehungen für den untersuchten Gerinnequerschnitt mit 92 m Sohlbreite für vier unterschiedliche Sohlgefälle dargestellt. Je höher das Gefälle, desto größer wird die Fließgeschwindigkeit, wodurch mehr Abfluss bei gleichem Wasserstand abgeführt werden kann.

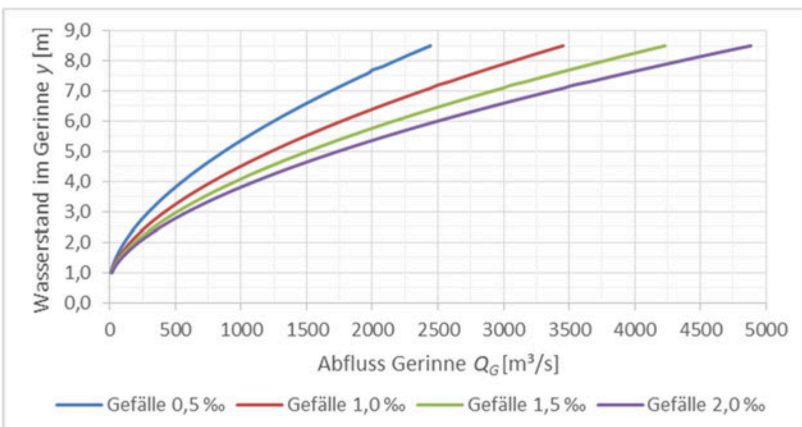


Abbildung 4-11: Wasserstand-Abfluss Beziehung für den Standardquerschnitt (Sohlbreite 92 m) mit Sohlgefälle von 0,5 - 2,0 ‰

Die Modellrandbedingung im Unterwasser der Wehranlage (im RR) wird mit einer spezifischen Druckhöhe, entsprechend der Modellkonfiguration (Fließtiefe h_u), definiert.

4.3.4 Modellrauheiten

Für die Modellrandbedingung wurde ein *Strickler*-Beiwert von $k_{St} = 40\ m^{1/3}/s$ herangezogen. Nach *Strickler* kann für Gerinne mit Kies oder Sand als Sohlmaterial mit der nachfolgenden Gleichung der äquivalente Korndurchmesser d_{90} berechnet werden (Jirka und Lang, 2009).

$$d_{90} = \left(\frac{26}{k_{St}}\right)^6 = \left(\frac{26}{40}\right)^6 = 0{,}075\ m \tag{4-2}$$

Die Fließformel nach *Manning-Strickler* ergibt für den gewählten Gerinnequerschnitt mit einer Sohlbreite von 92 m und einem Sohlgefälle von 1,0 ‰ für einen Abfluss von 2788 m³/s eine Fließtiefe von 7,6 m.

In der verwendeten Software (FLOW-3D®) werden allerdings die Modellrauheiten nicht nach *Strickler*, sondern die absolute Rauheit (äquivalente Sandrauheit) in Meter berücksichtigt. Mit dem Ziel den Einfluss dieser Größe auf den Wasserstand zu analysieren, wurden Simulationen mit zunehmender absoluter Oberflächenrauheit durchgeführt. Die nachfolgende Tabelle 4-3 umfasst die relevanten Ergebnisse und zeigt, dass mit einer absoluten Rauheit der Gerinneoberfläche von 0,1 m, die Fließtiefe dem Ergebnis der allgemeinen Fließformel (mit $k_{St} = 40\ m^{1/3}/s$) entspricht. Dieser Wert weicht nur geringfügig vom berechneten Korndurchmesser d_{90} (0,075 m) ab.

Tabelle 4-3: Einfluss der absoluten Rauheit der Gerinneoberfläche auf die Fließtiefe y

Absolute Rauheit der Gerinneoberfläche [m]	0,05	0,1	0,2	0,3	0,4
Fließtiefe *y* [m]	7,56	7,59	7,62	7,63	7,65

Im Anschluss erfolgten Simulationen in Bezug auf die Oberflächenrauheit der Wehranlage. Typische Rauheitswerte für Beton liegen im Allgemeinen zwischen 0,5 – 5 mm. Im Zuge der Untersuchungen wurde allerdings Rauheiten bis 5 cm betrachtet, mit dem Ziel einen sichtbaren Einfluss auf die Durchflusskapazität abbilden zu können. Wie zu erwarten, hat eine zunehmende Rauheit eine Reduktion der Kapazität zur Folge (Tabelle 4-4). Für die weiteren

Simulationen bezüglich dem Abflusskoeffizienten wurde eine absolute Rauheit für die Oberfläche der Wehranlage von 5 mm gewählt.

Tabelle 4-4: Einfluss der absoluten Rauheit der Wehranlage auf die Durchflusskapazität der Wehranlage

Absolute Rauheit der Wehranlage [m]	0,002	0,005	0,01	0,025	0,05
Durchfluss Wehranlage [m³/s]	386	385	385	383	380

4.3.5 Messpunkte und Messflächen

Für die standardisierte Auswertung der Simulationsergebnisse bietet die verwendete Software die Möglichkeit, entsprechende Messpunkte und Messflächen bereits im Pre-Processing zu definieren. Im relevanten Bereich um die Wehranlage wurden in 12 Querschnitten insgesamt 86 und im Gerinne weitere 12 Messpunkte (history probes) zur Erfassung der hydraulischen Parameter angeordnet. Die Durch- bzw. Abflussbestimmung erfolgte sowohl im Gerinne als auch an den einzelnen Wehrfeldern mittels Messflächen (baffles) (Abbildung 4-12).

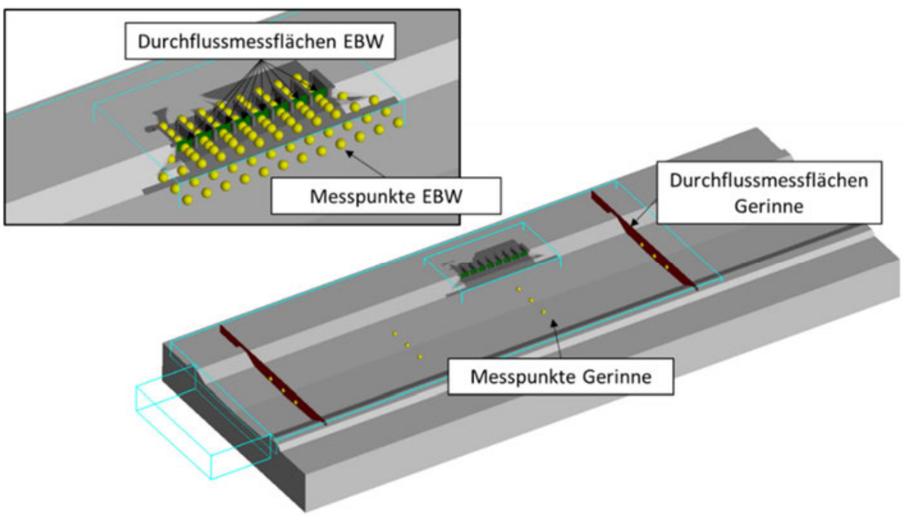


Abbildung 4-12: Messpunkte im Bereich der Wehranlage (EBW) sowie entlang des Gerinneabschnitts; Durchflussmessflächen in den einzelnen Wehrfeldern (EBW) und im Gerinnequerschnitt stromauf und -ab der Wehranlage

4.4 Physikalischer Modellversuch

Der physikalische Modellversuch wurde in einer Versuchsrinne im Wasserbaulabor der Universität Innsbruck errichtet. Um Maßstabseffekte beim Überströmen der Wehranlage zu vermeiden, konnte auf Grund der begrenzten Breite der Glasrinne von 80 cm nur die Hälfte des Gerinnequerschnitts im Maßstab 1:50 abgebildet werden. Da der physikalische Modellversuch primär darauf abzielte, die numerischen Simulationen zu validieren, mussten die numerischen Modelle, die zur Plausibilitätsprüfung herangezogen wurden, ebenfalls in Gerinnemitte anhand einer undurchströmbaren Trennfläche geteilt werden (Abbildung 4-13).

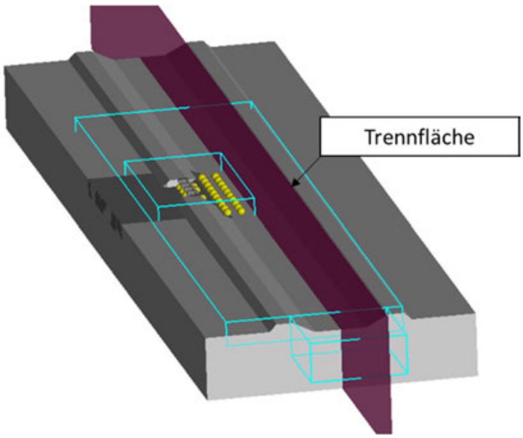


Abbildung 4-13: Undurchströmbare Trennfläche in der Mitte des betrachteten Gerinneabschnitts; Geometrische und hydraulische Verhältnisse entsprechen dadurch dem physikalischen Modellversuch

In der Versuchsrinne wurde der betrachtete Gerinneabschnitt auf einer hölzernen Unterkonstruktion errichtet, wodurch ein vollkommener, vom Unterwasser unbeeinflusster Überfall an der Wehranlage gewährleistet werden konnte. Das Gerinne wurde aus geformten Polystyrol-Blöcken und die Wehranlage aus CNC-gefrästen PVC-Elementen nachgebildet. Mittels eines Poncelet-Wehrs am Ende eines seitlich angeordneten Sammelkanals erfolgte die Bestimmung des Abflusses über die Wehranlage. Die Randbedingung am unteren Ende des Gerinneabschnitts konnte anhand eines in der Höhe verstellbaren Schützes an den jeweiligen Lastfall angepasst werden (Abbildung 4-14). Die Anordnung eines Gleichrichters aus Blechlamellen am oberen Modellrand sorgte für eine gleichförmige Anströmung. Zur Messung der Fließtiefe wurden stationäre sowie auf einer beweglichen Messbrücke fixierte Stechpegel eingesetzt. Die Messung der Fließgeschwindigkeit erfolgte mit einem Mikroflügel (höntzsch - flowtherm NT).

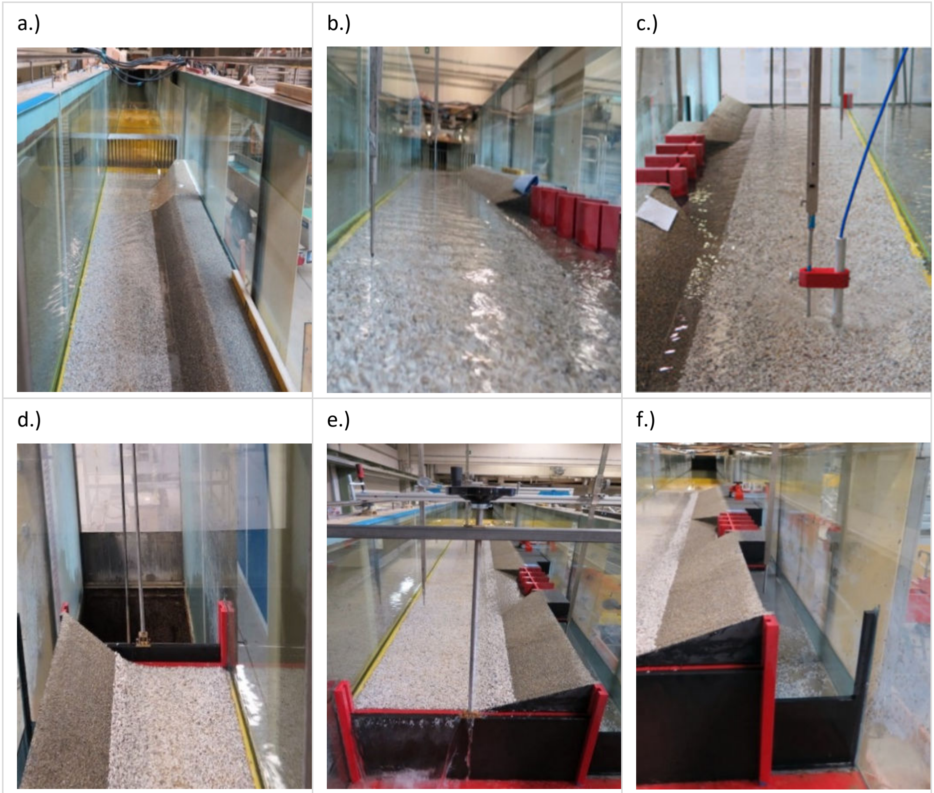


Abbildung 4-14: Physikalischer Modellversuch einer seitlich angeströmten Wehranlage mit 4 Wehrfeldern; Gleichrichter am oberen Modellrand (a); Stechpegel zur Fließtiefenmessung (b); Mikroflügel zur Fließgeschwindigkeitsmessung (c); Höhenverstellbares Schütz am unteren Modellrand, Betrachtung in (d) und gegen die Fließrichtung (e); seitlicher Sammelkanal mit Poncelet-Wehr (f)

4.5 Ergebnisse – Voruntersuchungen

4.5.1 Validierung der Simulationen am physikalischen Modellversuch

Zur Validierung der numerischen Simulationen wurden insgesamt 28 Messpunkte entlang von 10 Messprofilen ausgewählt und die Fließtiefen an den entsprechenden Stellen im physikalischen Modellversuch mittels Stechpegel bestimmt (Abbildung 4-15). Die Messergebnisse wurden im Anschluss den numerischen Simulationsergebnissen, welche zuvor in den

Modellmaßstab übertragen worden waren, gegenübergestellt. In Abbildung 4-16 sind die gemessenen Wehrdurchflüsse im physikalischen Modellversuch den Ergebnissen aus den numerischen Simulationen gegenübergestellt. Mit einer Korrelation nach Pearson von 99,8 % zeigen die untersuchten Konfigurationen eine sehr gute Übereinstimmung.

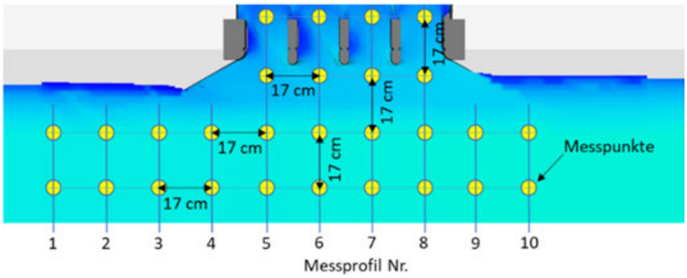


Abbildung 4-15: Messpunkte entlang der seitlichen Wehranlage am numerischen und physikalischen Modell

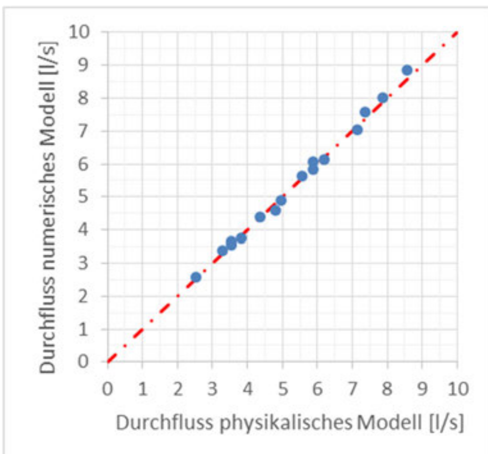


Abbildung 4-16: Gegenüberstellung der Wehrdurchflüsse am physikalischen und numerischen Modell (Durchfluss im Modellmaßstab 1:50)

Abbildung 4-17 zeigt den Verlauf der simulierten und gemessenen Fließtiefen entlang der Wehranlage in Abhängigkeit der Anzahl der geöffneten Wehrfelder sowie dem Sohlgefälle. Die Messergebnisse wurden für die Darstellung entlang des jeweiligen Messprofils (2 bis 4 Messpunkte) gemittelt. Im Allgemeinen stimmen die beobachteten Fließtiefen im physikalischen Modellversuch sehr gut mit jenen aus den numerischen Simulationen überein.

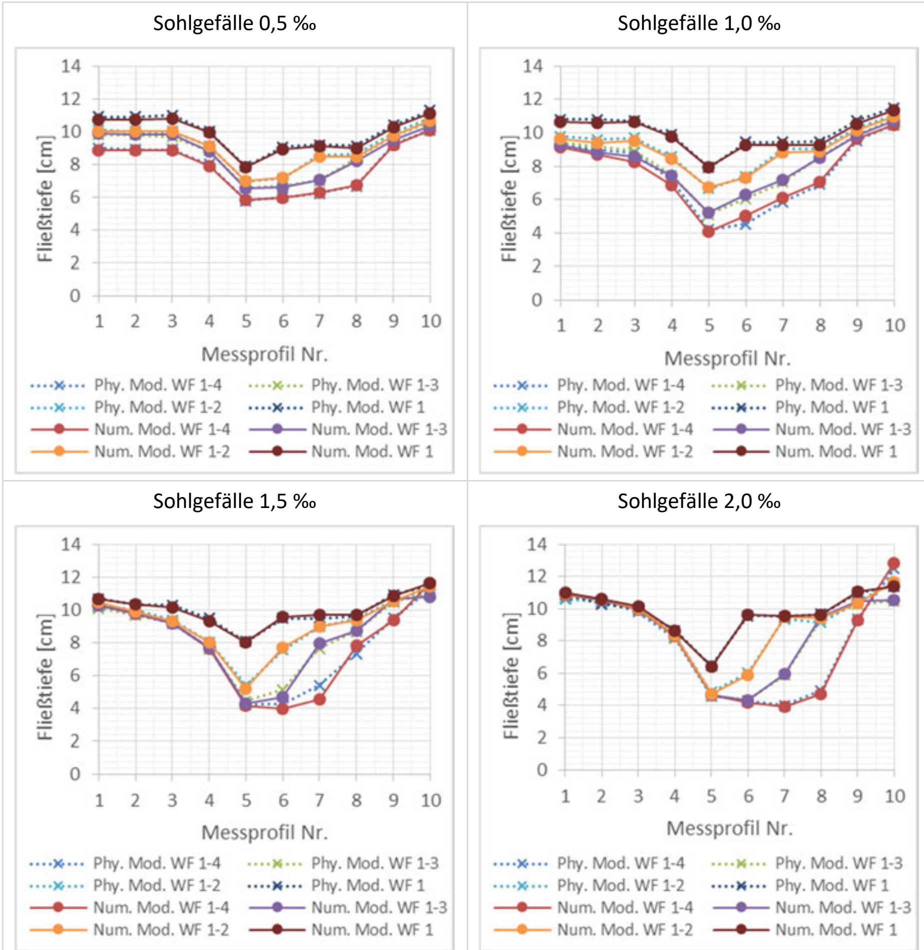


Abbildung 4-17: Verlauf der am numerischen und physikalischen Modell ermittelten Fließtiefen entlang der Wehranlage in Abhängigkeit der Anzahl der geöffneten Wehrfelder für ein Sohlgefälle von 0,5 bis 2,0 ‰

Die Auswertung der absoluten und relativen Differenzen in Abbildung 4-18 unterstreicht diese Aussage. Für diese Darstellung wurde in der jeweiligen Konfiguration die Differenz der Fließtiefe an jedem Messpunkt berechnet und anschließend der Mittelwert gebildet. Die beobachteten Abweichungen können einerseits auf die gewählte Messmethode im physikalischen Modell und andererseits auf instationäre Fließverhältnisse zurückgeführt

werden. Mit zunehmendem Sohlgefälle führten die Abflussreduktion und die geringe Gerinnebreite am oberen Wehrende zu einem Fließwechsel von strömend zu schießend. Auf Grund der Unterwasserrandbedingung kommt es zu einem weiteren Fließwechsel entlang der Wehranlage in Form eines Wechselsprungs (Abbildung 4-19). Speziell im Modell mit einem Sohlgefälle von 1,5 ‰ bilden sich in der Konfiguration „4 Wehrfelder geöffnet" instationäre Wellen entlang der Wehranlage aus, die eine mögliche Erklärung für die beobachteten Abweichungen der Fließtiefen liefern.

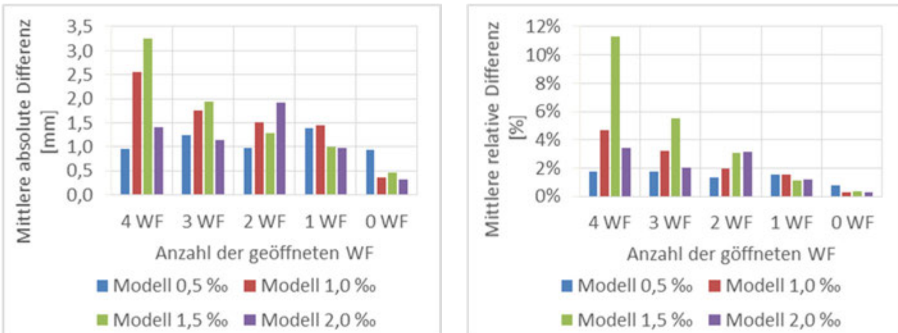


Abbildung 4-18: Mittlere absolute Differenz und relative Differenz der ermittelten Fließtiefe am Wehrbauwerk im numerischen Modell und jener im physikalischen Modellversuch

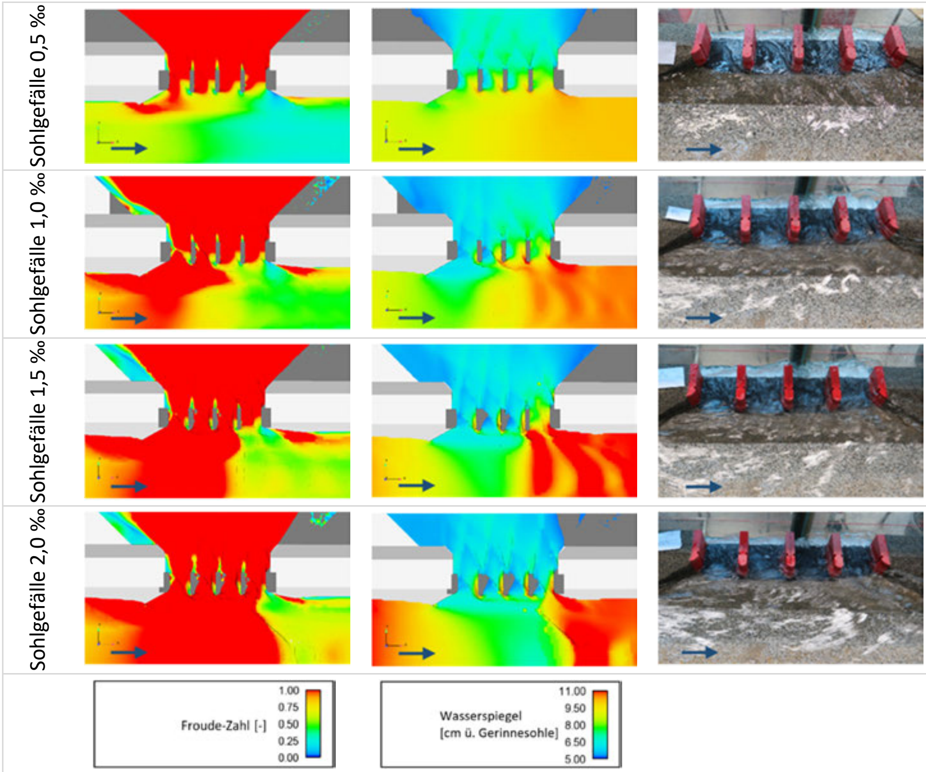


Abbildung 4-19: Darstellungen der Froude-Zahl und der Fließtiefe im numerischen Modell sowie Fotos des physikalischen Modellversuchs in der Konfiguration „alle Wehrfelder geöffnet" bei zunehmenden Sohlgefälle; Fließrichtungen jeweils von links nach rechts

4.6 Ergebnisse – Untersuchung des Abflusskoeffizienten

4.6.1 Vergleich der Simulationsergebnisse mit Formeln aus der Literatur

Für die Abflussberechnung an seitlich angeströmten Wehranlagen wurden diverse Formeln zur Abschätzung des Abflusskoeffizienten entwickelt. Die einzelnen Formeln können in der Regel nur innerhalb eines definierten Gültigkeitsbereichs für bestimmte Wehrkronentypen

angewendet werden. Wie in Abschnitt 2.2.3.7 angeführt, wurden breitkronige Wehranlagen deutlich seltener als scharfkantige untersucht, weshalb für diesen Wehrkronentyp nur wenige Formeln zur Verfügung stehen. Darüber hinaus lag der Fokus vermehrt auf künstlichen Rechteckgerinnen als auf typischen (trapezförmigen) Flussquerschnitten. Für die nachfolgende Gegenüberstellung wurden allerdings drei Formeln zur Abschätzung des Abflusskoeffizienten (Ranga Raju et al., 1979; Park und Rhee, 2010; Cho und Kang, 2011) ausgewählt, deren Gültigkeitsbereiche in etwa auf die durchgeführten Simulationen (vgl. Abschnitt 4.2.3) zutreffen. Im Anschluss wurde der Abfluss basierend auf dem Ansatz von *De Marchi* (1934) (vgl. Abschnitt 2.2.3.3) mit dem jeweiligen Abflusskoeffizienten berechnet. An dieser Stelle ist hervorzuheben, dass in die drei gewählten Formeln die Fließtiefe am oberen Wehrende im geöffneten Zustand $h_{ü,o}$ eingeht. Für die Berechnung des Abflusskoeffizienten und den Wehrdurchfluss wurde daher in allen Simulationen die Fließtiefe im geöffneten Zustand in Gerinnemitte am oberen Ende der Wehranlage ausgewertet. Da der Ansatz von *De Marchi* (1934) generell eine konstante Energiehöhe entlang der Wehranlage voraussetzt, wurde diese Annahme eingangs überprüft. Die Auswertung aller durchgeführten Simulationen (Abbildung 4-4 und Abbildung 4-5) ergibt eine mittlere spezifische Energiehöhendifferenz ΔE_0 von 1,3 %, wobei die Energiehöhe am unteren Wehrende tendenziell etwas höher liegt als am oberen. Im Vergleich dazu wurden in (Ranga Raju et al., 1979) ein Mittelwert von 2 %, in (Emiroglu und Ikinciogullari, 2016) von 4 %, in (Namaee et al., 2013) von 1,15 % und in (Borghei et al., 1999) von 3,7 % beobachtet.

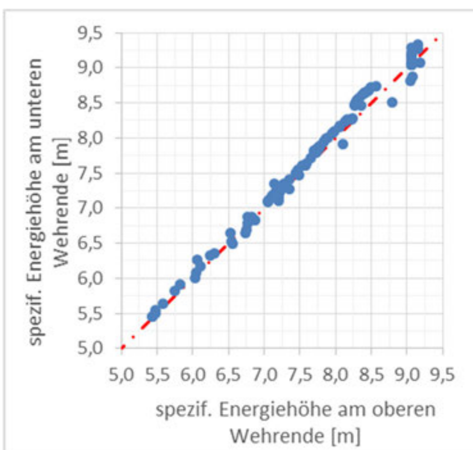


Abbildung 4-20: Ergebnisse der Simulationskonfigurationen entsprechend Abbildung 4-4 und Abbildung 4-5; Gegenüberstellung der spezifischen Energiehöhe am oberen und am unteren Wehrende jeweils in Gerinnemitte

Die nachfolgenden Diagramme in Abbildung 4-21 zeigen die simulierten und berechneten Durchflüsse. Nicht alle Simulationen liegen im jeweiligen Gültigkeitsbereich, was in der Darstellung entsprechend berücksichtigt wurde („innerhalb“ bzw. „außerhalb“ des Gültigkeitsbereichs). Der jeweilige Korrelationskoeffizient bezieht sich allerdings auf alle Ergebnisse („innerhalb“ und „außerhalb“ des Gültigkeitsbereichs). Bezüglich der einzelnen Formeln für die jeweilige Berechnung des Abflusskoeffizienten sowie deren Gültigkeitsbereiche wird auf Abschnitt 2.2.3.7 verwiesen.

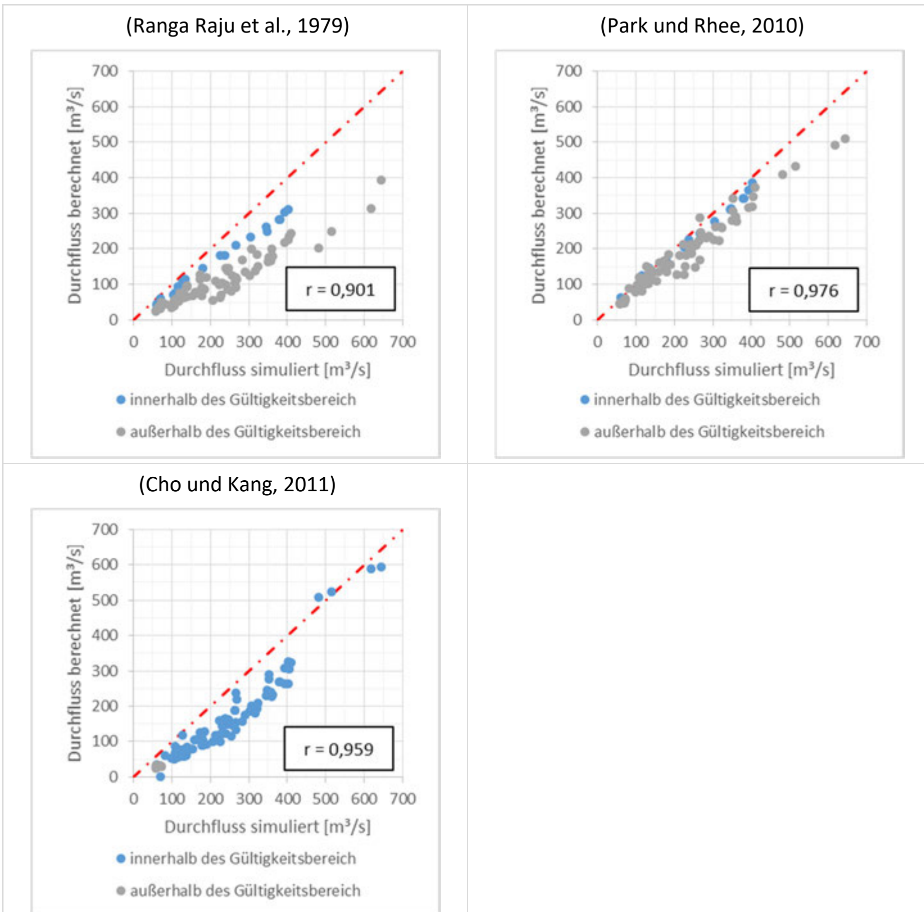


Abbildung 4-21: Gegenüberstellung der simulierten Durchflüsse sowie der berechneten Durchflüsse nach dem Ansatz von De Marchi (1934) mit variierenden Formeln zur Abschätzung des Abflusskoeffizienten gemäß Tabelle 2-7

4.6.2 Wasserspiegelabsenkungen

Das Abflussverhalten über ein seitlich angeströmtes Wehr wird maßgebend von der Fließtiefe $h_ü$, bezogen auf die Wehrhöhe, bestimmt. Abhängig von den hydraulischen und geometrischen Gegebenheiten führt die Abflussreduktion zu einer räumlichen Wasserspiegelabsenkung, die sich im strömenden Fließzustand stromaufwärts der Wehranlage ausbildet. In den nachfolgenden Auswertungen wird dieses Verhalten im Detail beleuchtet und die Wasserspiegelabsenkung in Bezug auf den geschlossenen Zustand dargestellt. Steigendes Sohlgefälle und die damit einhergehende zunehmende *Froude*-Zahl führen zu einer deutlichen Zunahme der Wasserspiegelabsenkung im Bereich der Wehranlage, allerdings nimmt damit die räumliche Ausdehnung stromaufwärts ab. Abbildung 4-22 zeigt eine zunehmende Verschiebung der größten Wasserspiegelabsenkung stromabwärts, bis sich diese im Modell mit einem Gefälle von 2,0 ‰ und einer *Froude*-Zahl von rund 1,0 in der Mitte des Wehrs (Entfernung Wehrmitte 0 m) einstellt.

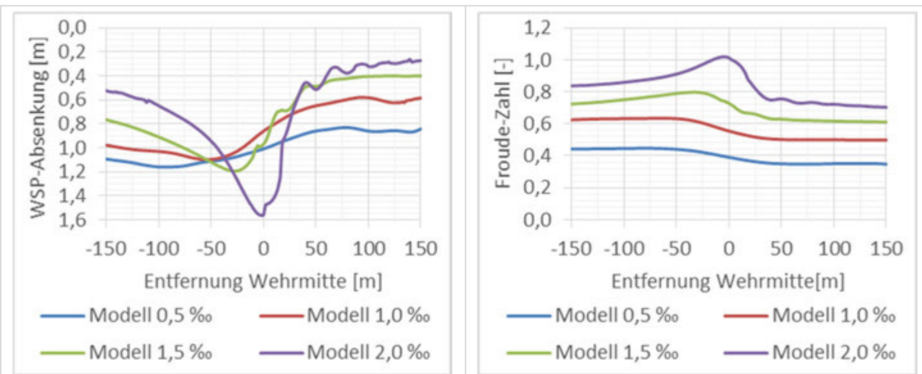


Abbildung 4-22: Verlauf der Wasserspiegelabsenkung und der Froude-Zahl entlang der Gerinneachse in Abhängigkeit des Sohlgefälles I_s in der Konfiguration „8 Wehrfelder geöffnet, Wehfeldbreite b 7,0 m, Gerinnebreite B_{WSP} 116 m, Wehrhöhe w 4,0 m“

Die zunehmende Wasserspiegelabsenkung hat einen geringeren Wehrdurchfluss und eine entsprechend geringere Fließtiefenreduktion im Gerinne stromabwärts des Wehrs zur Folge (Tabelle 4-5).

Tabelle 4-5: Einfluss des Sohlgefälles bei einer einheitlichen Fließtiefe von 3,6 m über der Wehrkrone im geschlossenen Zustand auf den entsprechenden Abfluss im Gerinne, den Wehrdurchfluss sowie die Fließtiefenreduktion stromabwärts des Wehrs in der Konfiguration „8 Wehrfelder geöffnet, Wehfeldbreite b 7,0 m, Gerinnebreite B_{WSP} 116 m, Wehrhöhe w 4,0 m“

	Abfluss Gerinne Q_G [m³/s]	Durchfluss Wehr Q_W [m³/s]	Verhältnis Q_W/Q_G [-]	Fließtiefenreduktion stromabwärts [m]
Sohlgefälle 0,5 ‰	1971	380,8	19%	0,86
Sohlgefälle 1,0 ‰	2788	403,5	14%	0,62
Sohlgefälle 1,5 ‰	3415	356,3	10%	0,40
Sohlgefälle 2,0 ‰	3944	264,4	7%	0,29

Abbildung 4-23 zeigt die räumliche Ausdehnung der Wasserspiegelabsenkung in der Konfiguration „8 Wehrfelder geöffnet, Wehrfeldbreite *b* 7,0 m, Gerinnebreite B_{WSP} 116 m, Wehrhöhe *w* 4,0 m“. Durch das zunehmende Sohlgefälle kommt es zu einer Stauchung und Verschiebung des Absenktrichters in Richtung Wehrmitte, wobei die Wasserspiegelabsenkung zunimmt.

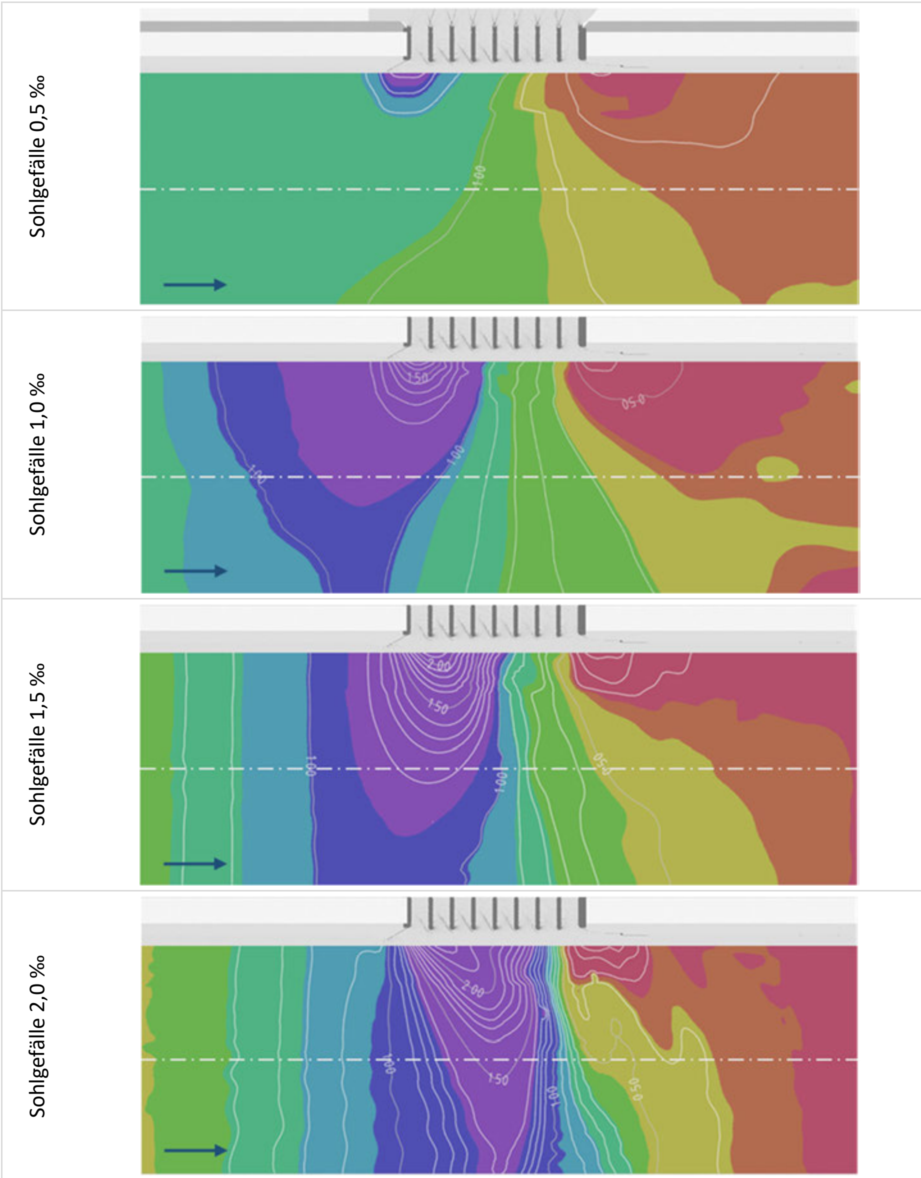


Abbildung 4-23: Räumliche Darstellung der Wasserspiegelabsenkung in der Konfiguration „8 Wehrfelder geöffnet, Gerinnebreite B_{WSP} 116 m“ bezogen auf den Wasserspiegel im geschlossenen Zustand für ein Sohlgefälle von 0,5 bis 2,0 ‰

Abbildung 4-24 zeigt, dass sich die Anzahl der geöffneten Wehrfelder kaum auf die Position der maximalen Absenkung in Bezug auf die Wehranlage auswirkt. Allerdings führt die steigende Abflussreduktion, die durch das Öffnen von zusätzlichen Wehrfeldern erzielt wird, zu einem sukzessiven Absinken des Wasserspiegels.

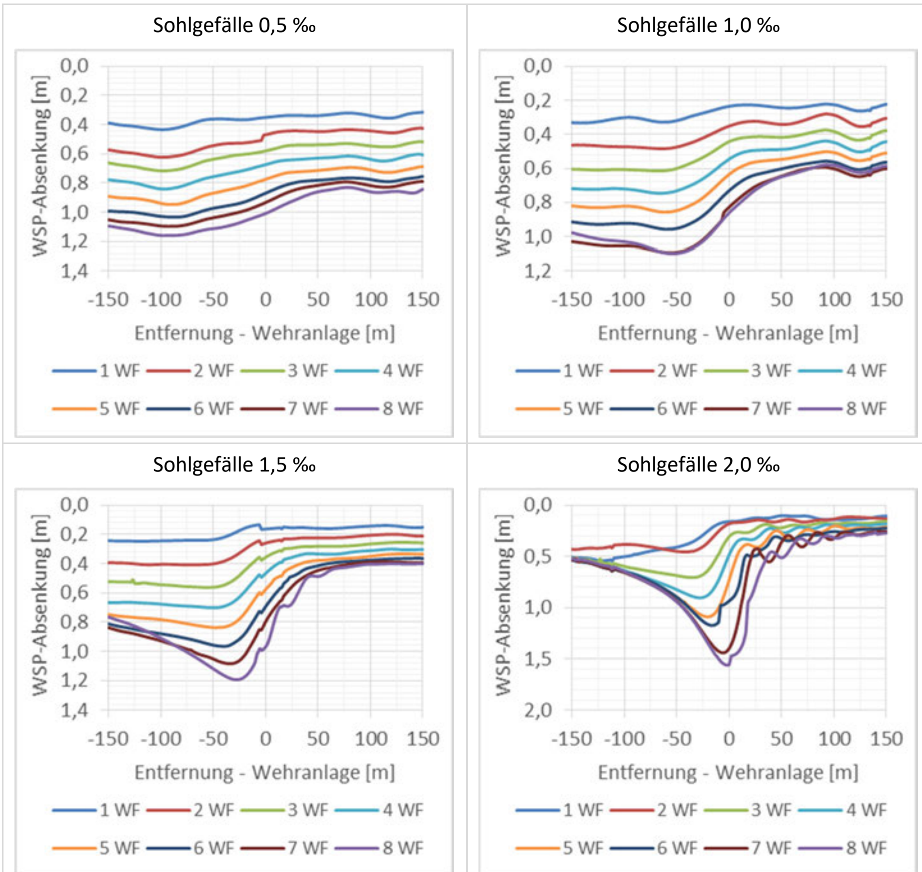


Abbildung 4-24: Verlauf der Wasserspiegelabsenkung in der Gerinneachse in Abhängigkeit der Anzahl der geöffneten Wehrfelder und dem Sohlgefälle (Wehfeldbreite b 8,0 m, Gerinnebreite B_{WSP} 116 m, Wehrhöhe w 4,0 m)

4.6.3 Einfluss der Parameter auf den Abflusskoeffizienten

Anhand der nachfolgenden Auswertungen wird der Einfluss der untersuchten Gerinne- und Wehrparameter auf den Abflusskoeffizienten dargestellt. Der ermittelte Abflusskoeffizient C_b des jeweiligen Wehrfeldes (Gl. (4-3)) bezieht sich auf die Fließtiefe $h_{ü,0}$ im geschlossenen Zustand und berücksichtigt damit, neben den eigentlichen Verlusten am Wehr, zusätzlich den Einfluss der Fließtiefenabsenkung, die sich durch das Öffnen der Wehrfelder einstellt. Der gemittelte Abflusskoeffizient $C_{b,m}$ umfasst alle geöffneten Wehrfelder der jeweiligen Wehranlage und widerspiegelt deren Mittelwert (Gl. (4-4)).

$$C_b = \frac{Q_W}{\frac{2}{3} \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot h_{\text{ü},0}^{\frac{3}{2}}} \tag{4-3}$$

$$C_{b,m} = \frac{C_{b,1} + C_{b,2} + C_{b,3} + \ldots}{n_o} \tag{4-4}$$

Wie im vorherigen Abschnitt dargestellt, nimmt die Wasserspiegelabsenkung mit steigendem Sohlgefälle im Bereich der Wehranlage signifikant zu. Dieser Umstand führt zu einem geringeren Wehrdurchfluss und wirkt sich entsprechend auf den Abflusskoeffizienten aus. Die nachfolgenden Auswertungen unterstreichen diesen Effekt, Modelle mit 2 ‰ Sohlgefälle weisen in beinahe allen untersuchten Varianten den kleinsten gemittelten Abflusskoeffizienten $C_{b,m}$ auf. Modelle mit 1,0 ‰ Sohlgefälle zeigen den größten gemittelten Abflusskoeffizienten $C_{b,m}$, wobei die Modelle mit 0,5 ‰ Sohlgefälle nur geringfügig darunter liegen. Neben der gemittelten Betrachtung des Abflusskoeffizienten wurde dieser für jedes Wehrfeld einzeln (Gl. (4-3)) sowie der Verlauf der WSP-Absenkung entlang der gesamten Wehranlage ausgewertet. Die Ergebnisse sind im Appendix angeführt.

Generell führt, wie in Abbildung 4-25 dargestellt, eine Abnahme der WSP-Breite im Gerinne B_{WSP} zu einer Reduktion des gemittelten Abflusskoeffizienten $C_{b,m}$, wobei Modelle mit einem Sohlgefälle von 0,5 bis 1,5 ‰ davon stärker beeinflusst werden. Mit der Reduktion der WSP-Breite nimmt auch der Einfluss des Sohlgefälles ab, weshalb sich die gemittelten Abflusskoeffizienten zunehmend einander annähern. Eine Zunahme der Wehrhöhe in Bezug auf die Gerinnesohle wirkt sich ebenfalls positiv auf den gemittelten Abflusskoeffizienten aus (Abbildung 4-25). Da die Fließtiefe über die Wehrkrone entsprechend abnimmt, zeigen die Untersuchungsergebnisse in Abbildung 4-26 das gegenteilige Verhalten. Mit zunehmender Fließtiefe $h_{ü,0}$ sinkt der gemittelte Abflusskoeffizient.

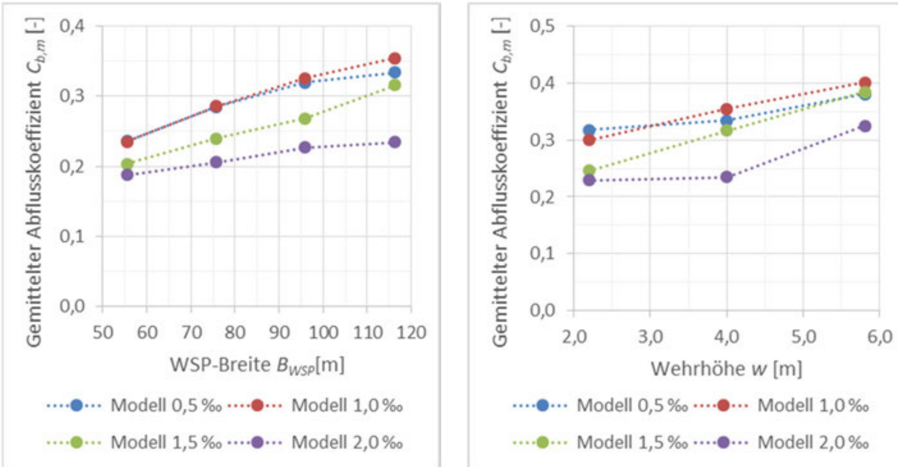


Abbildung 4-25: Einfluss der WSP-Breite im Gerinne B_{WSP} und der Wehrhöhe w auf den gemittelten Abflusskoeffizienten in der Konfiguration „8 Wehrfelder geöffnet" für ein Sohlgefälle von 0,5 bis 2,0 ‰

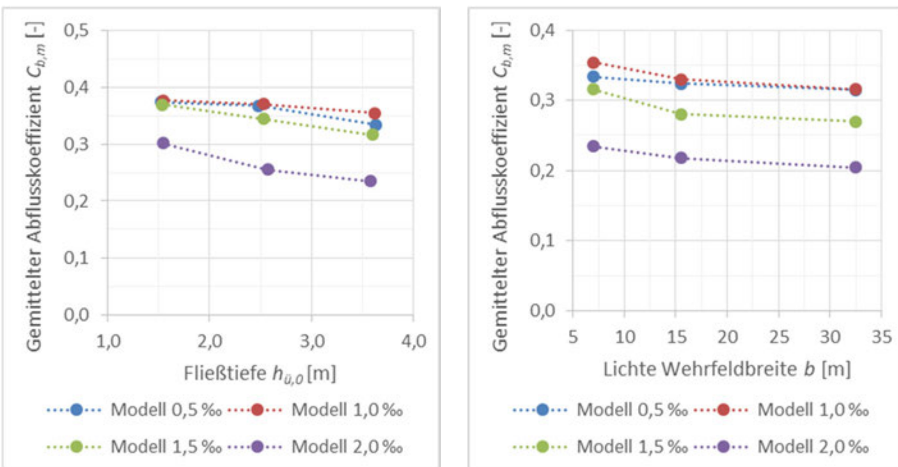


Abbildung 4-26: Einfluss der Fließtiefe $h_{ü,0}$ und der lichten Wehrbreite b auf den gemittelten Abflusskoeffizienten in der Konfiguration „8 Wehrfelder geöffnet" für ein Sohlgefälle von 0,5 bis 2,0 ‰

Entsprechend den Ergebnissen in Abbildung 4-26 nimmt der gemittelte Abflusskoeffizient mit zunehmender Wehrfeldbreite *b* ab. Die Anordnung von Wehrpfeilern und die damit einhergehende Wehrbreitenreduktion wirken sich daher positiv auf das Abflussverhalten aus.

Sowohl die Untersuchungen an der Wehranlage mit insgesamt acht als auch vier Wehrfeldern zeigen eine sukzessive Abnahme des gemittelten Abflusskoeffizienten mit zunehmender Anzahl geöffneter Wehrfelder. Je mehr Wehrfelder geöffnet sind, desto geringer wird allerdings dieser Effekt.

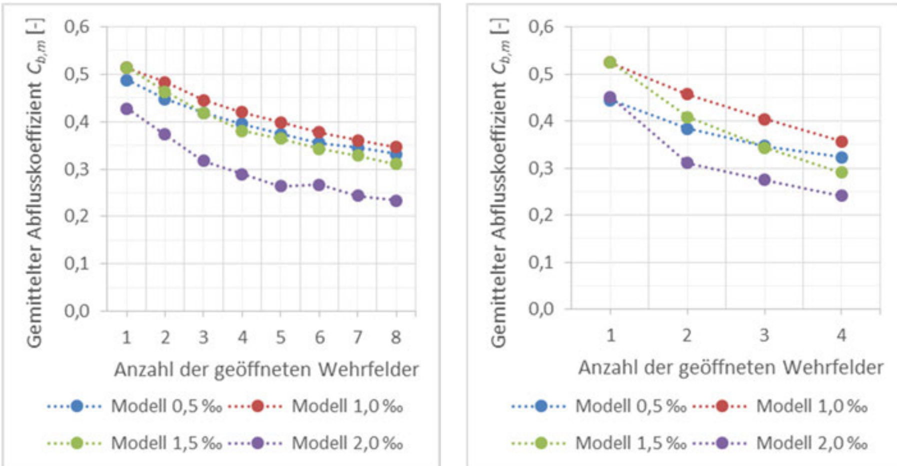


Abbildung 4-27: Einfluss der Anzahl von geöffneten Wehrfeldern auf den gemittelten Abflusskoeffizienten an einer Wehranlage mit insgesamt 8 bzw. 4 Wehrfeldern für ein Sohlgefälle von 0,5 bis 2,0 ‰

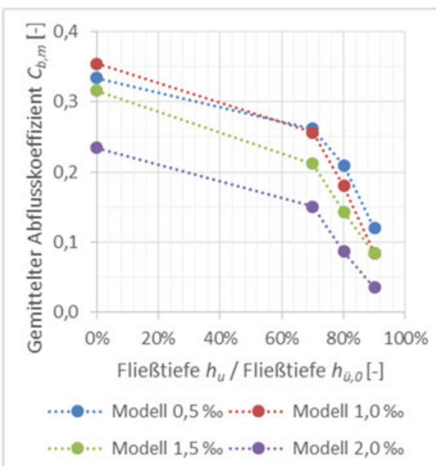


Abbildung 4-28: Einfluss der Fließtiefe im Unterwasser der Wehranlage h_u im Verhältnis zur Fließtiefe $h_{ü,0}$ in der Konfiguration „8 Wehrfelder geöffnet" für ein Sohlgefälle von 0,5 bis 2,0 ‰

Der Unterwassereinfluss zeigt den typischen Verlauf, wie dieser beispielsweise in Aigner und Bollrich (2015) für breitkronige Wehre beschrieben wird. Steigt die Fließtiefe im Unterwasser h_u im Verhältnis zur Fließtiefe $h_{ü,0}$ über 70 % an, hat dies eine deutliche Reduktion des Abflusskoeffizienten zur Folge (Abbildung 4-28).

4.6.4 Regressionsanalyse

Die nachfolgende Regressionsanalyse zielt darauf ab, eine mathematische Beziehung zwischen dem simulierten Abflusskoeffizienten C_b und den unabhängigen Variablen, den Wehr- und Gerinneeigenschaften, herzustellen (Gl. (4-5)). Im Detail wird der Einfluss des Sohlgefälles I_s, der Wehrhöhe w, der Fließtiefe im geschlossenen Zustand $h_{ü,0}$, der Fließtiefe im Unterwasser des Wehrs h_u, der Wasserspiegelbreite im Gerinne an der Position der Wehranlage B_{WSP}, der aufsummierten Länge der geöffneten Wehrfelder L_o sowie der Wehrfeldnummer Nr untersucht.

$$C_b = f\left(I_s, w, h_{\text{ü},0}, h_u, L_o, B_{WSP}, Nr\right) \tag{4-5}$$

Die aufsummierte Länge der geöffneten Wehrfelder L_o umfasst wiederum die Anzahl der geöffneten Wehrfelder n_o sowie deren lichte Wehrfeldbreite b.

$$L_o = n_o \cdot b \tag{4-6}$$

Die resultierenden Formeln stellen einen weiteren Beitrag zur Abschätzung des Abflusskoeffizienten dar und können zukünftig für die Dimensionierung seitlicher Wehre auf Basis der Formel nach *Poleni*, unter Berücksichtigung der Fließtiefe im geschlossenen Zustand $h_{ü,0}$ (4-7), herangezogen werden.

$$Q_{WF} = \frac{2}{3} \cdot C_b \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot h_{\text{ü},0}^{\frac{3}{2}} \tag{4-7}$$

Im ersten Schritt wurden im Zuge einer Dimensionsanalyse aus den einzelnen Gerinne- und Wehrparametern dimensionslose Variablen gebildet. Bezüglich der theoretischen Grundlagen dieses Vorgehens wird auf Martin und Pohl (2015) verwiesen. Im Anschluss erfolgten mit Hilfe der Software SPSS, Version 24 (SPSS, 2016), multiple lineare Regressionsanalysen.

Die für dieses Verfahren erforderlichen Voraussetzungen, wie eine lineare Beziehung zwischen den Variablen, keine Ausreißer, keine Autokorrelation, keine Multikolinearität sowie eine Normalverteilung der Residuen, wurden im Zuge der einzelnen Analysen überprüft.

Neben Regressionsanalysen mit dem gemittelten Abflusskoeffizienten $C_{b,m}$ (dieser umfasst alle geöffneten Wehrfelder in der jeweiligen Konfiguration) wurden darüber hinaus Analysen mit dem Abflusskoeffizienten der einzelnen Wehrfelder C_b durchgeführt.

4.6.4.1 Abflusskoeffizient – Mittelwert der geöffneten Wehrfelder

Um den Einfluss der einzelnen Variablen auf den Abflusskoeffizienten abzubilden, wurde eine automatisierte, schrittweise Regressionsanalyse durchgeführt. Die Variablen werden dabei aufsteigend, in Abhängigkeit ihres Einflusses auf das Ergebnis, in die Analyse aufgenommen. In Tabelle 4-6 sind die Ergebnisse dieser Untersuchung zusammengefasst, wobei die Variable $h_u/h_{ü,0}$ den größten und die Variable $w/h_{ü,0}$ den geringsten Einfluss auf die Vorhersage des Abflusskoeffizienten haben. Wird ausschließlich die Variable $h_u/h_{ü,0}$ in der Regressionsanalyse berücksichtigt, weicht der resultierende Schätzwert im Mittel rund 0,076 vom simulierten Abflusskoeffizienten ab. Mit zunehmender Anzahl von Variablen nimmt dieser Fehler ab, bis schlussendlich ein Wert von 0,022 erreicht wird.

Tabelle 4-6: Schrittweise Regressionsanalyse des gemittelten Abflusskoeffizienten $C_{b,m}$; In die Analyse aufgenommene Variablen; Multipler Korrelationskoeffizient R, multipler Determinationskoeffizient R^2 sowie der Standardfehler

	In die Analyse aufgenommene Variablen	R	R²	Standard-fehler
1	$C_{b,m} = f\left(\left(1 - \frac{h_u}{h_{ü,0}}\right)^{-0,3}\right)$	0,664	0,414	0,076
2	$C_{b,m} = f\left(\frac{L_o}{B_{WSP}}, \left(1 - \frac{h_u}{h_{ü,0}}\right)^{-0,3}\right)$	0,866	0,749	0,050
3	$C_{b,m} = f\left({I_s}^5, \frac{L_o}{B_{WSP}}, \left(1 - \frac{h_u}{h_{ü,0}}\right)^{-0,3}\right)$	0,943	0,888	0,034
4	$C_{b,m} = f\left({I_s}^5, \frac{h_{ü,0}}{L_o}, \frac{L_o}{B_{WSP}}, \left(1 - \frac{h_u}{h_{ü,0}}\right)^{-0,3}\right)$	0,954	0,911	0,030

5	$C_{b,m} = f\left(I_s{}^5, \frac{h_{ü,0}}{L_o}, \frac{L_o}{B_{WSP}}, \frac{w}{h_{ü,0}}, \left(1 - \frac{h_u}{h_{ü,0}}\right)^{-0,3}\right)$	0,977	0,954	0,022

Werden alle Variablen in die Regressionsanalyse aufgenommen, ergibt sich folgende Regressionsgleichung:

$$C_{b,m} = -0{,}003 \cdot I_s{}^5 + 0{,}253 \cdot \frac{h_{ü,0}}{L_o} - 0{,}198 \cdot \frac{L_o}{B_{WSP}} + 0{,}036 \cdot \frac{w}{h_{ü,0}} - 0{,}228 \cdot \left(1 - \frac{h_u}{h_{ü,0}}\right)^{-0,3} + 0{,}603 \qquad (4\text{-}8)$$

Abbildung 4-29 veranschaulicht den Zusammenhang zwischen den simulierten Abflusskoeffizienten, welche als abhängige Variable in die Regressionsanalyse eingingen, und den auf Basis der Regressionsgleichung berechneten Werten. Der multiple Korrelationskoeffizient liegt bei 97,7 %, der multiple Determinationskoeffizient bei 95,4 %, die Signifikanz deutlich unter dem festgelegten Signifikanzniveau von 1 %.

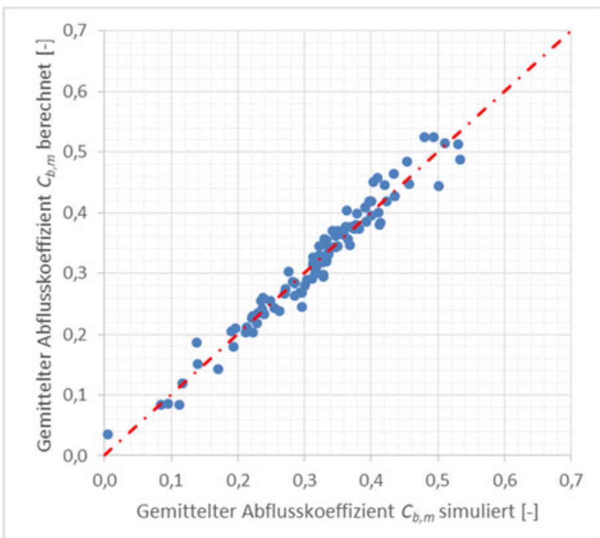


Abbildung 4-29: Gegenüberstellung der gemittelten Abflusskoeffizienten $C_{b,m}$, welche einerseits mittels numerischer Simulationen bestimmt bzw. anhand der Regressionsgleichung (4-8) berechnet wurden.

Partielle Regressionsdiagramme bieten die Möglichkeit, die angenommene (unterstellte) Linearität visuell zu überprüfen. Für die Erstellung dieser Diagramme wird im ersten Schritt

eine lineare Regression der abhängigen Variablen $C_{b,m}$ gegen die unabhängigen durchgeführt, wobei eine der unabhängigen Variablen ausgeschlossen wird. Im zweiten Schritt erfolgt eine weitere Regression der zuvor ausgeschlossenen Variablen gegen die restlichen unabhängigen Variablen. Schließlich werden die Residuen (Differenz aus Vorhersage und Beobachtung) für beide Regressionen berechnet und gegenübergestellt. Wenn ein linearer Zusammenhang besteht, müssen die Residuen der ausgeschlossenen Variablen um eine Gerade streuen. Diese Gerade verläuft durch den Ursprung und ihre Steigung entspricht dem Regressionskoeffizienten. In Abbildung 4-30 sind die partiellen Regressionsdiagramme für die untersuchten (unabhängigen) Variablen dargestellt. Die berechneten Residuen zeigen deutlich den linearen Zusammenhang.

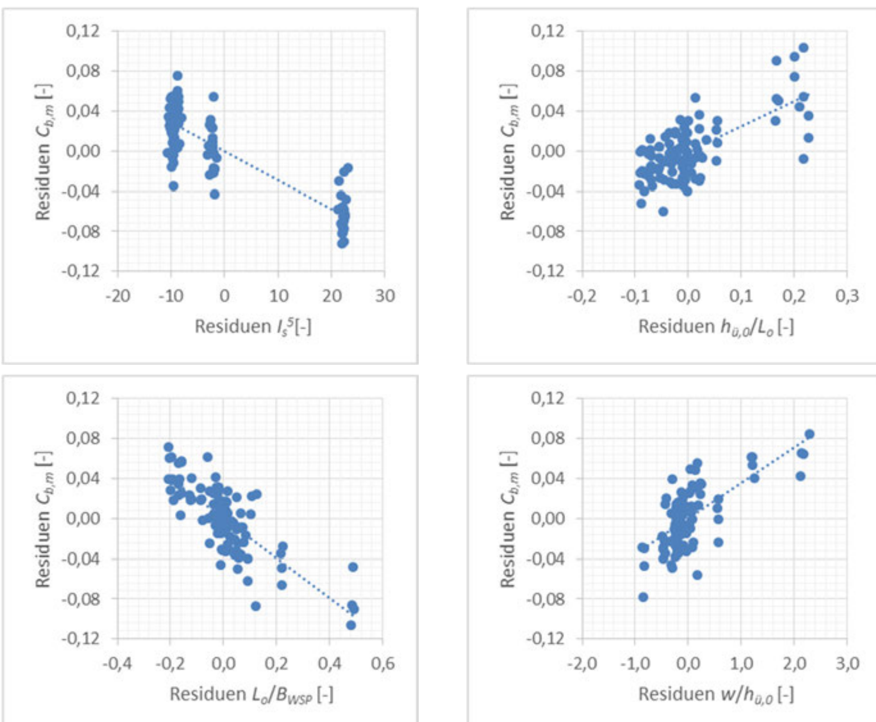


Abbildung 4-30: Partielle Regressionsdiagramme der Residuen der einzelnen Variablen gegenüber den Residuen des Abflusskoeffizienten $C_{b,m}$

In Bezug auf die praktische Anwendbarkeit erfolgten weitere Regressionsanalysen, in denen die Simulationsergebnisse, abhängig vom jeweiligen Sohlgefälle betrachtet wurden.

Das Ergebnis dieser Auswertung sind einzelne Regressionsgleichungen für die vier untersuchten Sohlgefälle. Für ein Gefälle von 0,5 ‰ kann Gleichung (4-9), für 1,0 ‰ Gleichung (4-10), für 1,5 ‰ Gleichung (4-11) und für 2,0 ‰ Gleichung (4-12) herangezogen werden.

Regressionsgleichung für ein Sohlgefälle von 0,5 ‰:

$$C_{b,m} = 0{,}122 \cdot \frac{h_{ü,0}}{L_o} - 0{,}212 \cdot \frac{L_o}{B_{WSP}} + 0{,}028 \cdot \frac{w}{h_{ü,0}} - 0{,}210 \cdot \left(1 - \frac{h_u}{h_{ü,0}}\right)^{-0{,}3} + 0{,}606 \qquad (4\text{-}9)$$

Regressionsgleichung für ein Sohlgefälle von 1,0 ‰:

$$C_{b,m} = 0{,}192 \cdot \frac{h_{ü,0}}{L_o} - 0{,}234 \cdot \frac{L_o}{B_{WSP}} + 0{,}026 \cdot \frac{w}{h_{ü,0}} - 0{,}272 \cdot \left(1 - \frac{h_u}{h_{ü,0}}\right)^{-0{,}3} + 0{,}696 \qquad (4\text{-}10)$$

Regressionsgleichung für ein Sohlgefälle von 1,5 ‰:

$$C_{b,m} = 0{,}307 \cdot \frac{h_{ü,0}}{L_o} - 0{,}235 \cdot \frac{L_o}{B_{WSP}} + 0{,}044 \cdot \frac{w}{h_{ü,0}} - 0{,}231 \cdot \left(1 - \frac{h_u}{h_{ü,0}}\right)^{-0{,}3} + 0{,}580 \qquad (4\text{-}11)$$

Regressionsgleichung für ein Sohlgefälle von 2,0 ‰:

$$C_{b,m} = 0{,}406 \cdot \frac{h_{ü,0}}{L_o} - 0{,}105 \cdot \frac{L_o}{B_{WSP}} + 0{,}044 \cdot \frac{w}{h_{ü,0}} - 0{,}201 \cdot \left(1 - \frac{h_u}{h_{ü,0}}\right)^{-0{,}3} + 0{,}431 \qquad (4\text{-}12)$$

In Abbildung 4-31 und Abbildung 4-32 sind die simulierten und berechneten Abflusskoeffizienten (Gl. (4-9) bis (4-14)), in Abhängigkeit vom Sohlgefälle sowie die jeweiligen multiplen Korrelations- und Determinationskoeffizienten, dargestellt.

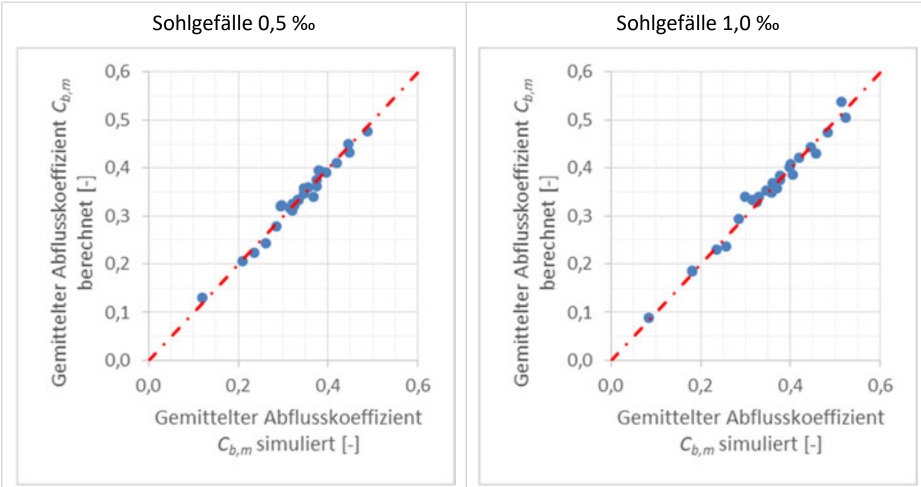


Abbildung 4-31: Gegenüberstellung der gemittelten Abflusskoeffizienten $C_{b,m}$, welche einerseits mittels numerischer Simulationen bestimmt bzw. anhand der Regressionsgleichungen (4-9) und (4-10) für ein Sohlgefälle von 0,5 und 1,0 ‰ berechneten wurden

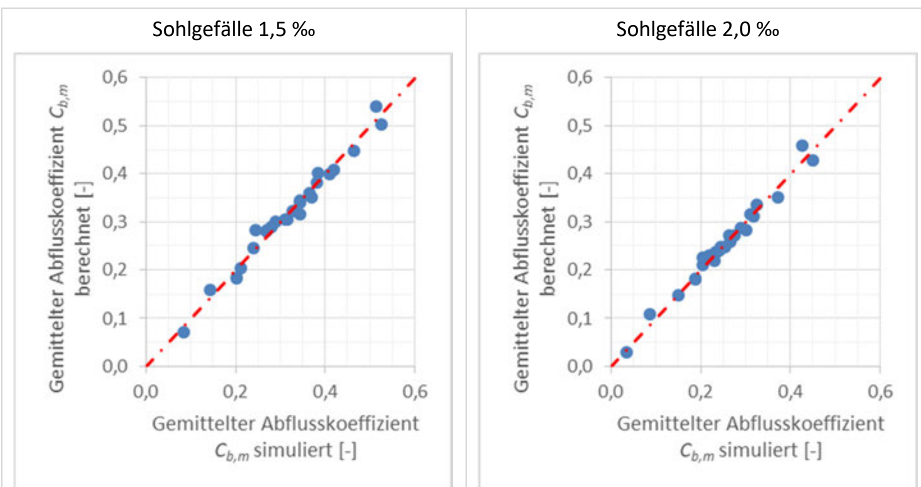


Abbildung 4-32: Gegenüberstellung der gemittelten Abflusskoeffizienten $C_{b,m}$, welche einerseits mittels numerischer Simulationen bestimmt bzw. anhand der Regressionsgleichungen (4-11) und (4-12) für ein Sohlgefälle von 1,5 und 2,0 ‰ berechneten wurden

4.6.4.1 Abflusskoeffizient – Einzelne Wehrfelder

Die nachfolgenden Regressionsanalysen zielten darauf ab, eine Regressionsgleichung zu definieren, die eine individuelle Betrachtung der einzelnen Wehrfelder ermöglicht. Eingangs wurde wiederum eine schrittweise Analyse durchgeführt, um den Einfluss der verschiedenen Variablen abzubilden. Wie zu erwarten, wirkt sich jene Variable $\left(\frac{WF}{n_o}\right)^{{I_s}^2}$, die das jeweilige Wehrfeld widerspiegelt, am stärksten auf den Abflusskoeffizienten aus. In Tabelle 4-7 sind die Ergebnisse gesammelt dargestellt. Werden in die Regressionsanalyse anstatt einer Variablen alle sieben Variablen aufgenommen, reduziert sich der Standardfehler von 0,097 auf 0,050 und der Korrelationskoeffizient steigt signifikant an.

Die nachfolgende Regressionsgleichung umfasst alle sieben Variablen mit dem zugehörigen Regressionskoeffizienten:

$$C_b = -0{,}249 \cdot {I_s}^{-0{,}35} + 0{,}348 \cdot \left(\frac{Nr}{n_o}\right)^{{I_s}^2} - 0{,}127 \cdot \frac{h_{ü,0}}{L_o} - 0{,}198 \cdot \frac{L_o}{B_{WSP}} - 0{,}011 \cdot \frac{b}{h_{ü,0}} + 0{,}039 \cdot \frac{w}{h_{ü,0}} - 0{,}230 \cdot \left(1 - \frac{h_u}{h_{ü,0}}\right)^{-0{,}3} + 0{,}686 \tag{4-13}$$

Abbildung 4-33 veranschaulicht den Zusammenhang zwischen den simulierten Abflusskoeffizienten, welche als abhängige Variable in die Regressionsanalyse eingingen, und den auf Basis der Regressionsgleichung berechneten Werten. Der multiple Korrelationskoeffizient liegt bei 93,4 %, der multiple Determinationskoeffizient bei 87,2 %, die Signifikanz deutlich unter dem festgelegten Signifikanzniveau von 1 %. Anhand der partiellen Regressionsdiagramme in Abbildung 4-34 kann die angenommene lineare Beziehung zwischen den Variablen bestätigt werden.

Tabelle 4-7: Schrittweise Regressionsanalyse des wehrfeldspezifischen Abflusskoeffizienten C_b; In die Analyse aufgenommene Variablen; Multipler Korrelationskoeffizient R, multipler Determinationskoeffizient R^2 sowie der Standardfehler

	In die Analyse aufgenommene Variablen	R	R²	Standardfehler
1	$C_b = f\left(\left(\frac{Nr}{n_o}\right)^{I_s^2}\right)$	0,729	0,532	0,097
2	$C_b = f\left(\left(\frac{Nr}{n_o}\right)^{I_s^2}, \left(1-\frac{h_u}{h_{ü,0}}\right)^{-0,3}\right)$	0,850	0,723	0,074
3	$C_b = f\left(I_s^5, \left(\frac{Nr}{n_o}\right)^{I_s^2}, \left(1-\frac{h_u}{h_{ü,0}}\right)^{-0,3}\right)$	0,893	0,798	0,064
4	$C_b = f\left(I_s^5, \left(\frac{Nr}{n_o}\right)^{I_s^2}, \frac{L_o}{B_{WSP}}, \left(1-\frac{h_u}{h_{ü,0}}\right)^{-0,3}\right)$	0,917	0,841	0,057
5	$C_b = f\left(I_s^5, \left(\frac{Nr}{n_o}\right)^{I_s^2}, \frac{L_o}{B_{WSP}}, \frac{w}{h_{ü,0}}, \left(1-\frac{h_u}{h_{ü,0}}\right)^{-0,3}\right)$	0,930	0,865	0,052
6	$C_b = f\left(I_s^5, \left(\frac{Nr}{n_o}\right)^{I_s^2}, \frac{L_o}{B_{WSP}}, \frac{b}{h_{ü,0}}, \frac{w}{h_{ü,0}}, \left(1-\frac{h_u}{h_{ü,0}}\right)^{-0,3}\right)$	0,933	0,870	0,051
7	$C_b = f\left(I_s^5, \left(\frac{Nr}{n_o}\right)^{I_s^2}, \frac{h_{ü,0}}{L_o}, \frac{L_o}{B_{WSP}}, \frac{b}{h_{ü,0}}, \frac{w}{h_{ü,0}}, \left(1-\frac{h_u}{h_{ü,0}}\right)^{-0,3}\right)$	0,934	0,872	0,050

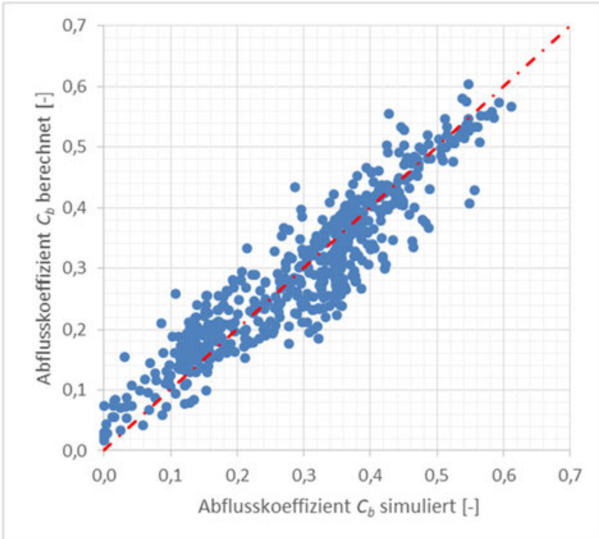


Abbildung 4-33: Gegenüberstellung der wehrfeldspezifischen Abflusskoeffizienten C_b, welche einerseits mittels numerischer Simulationen bestimmt bzw. anhand der Regressionsgleichung (4-13) berechnet wurden

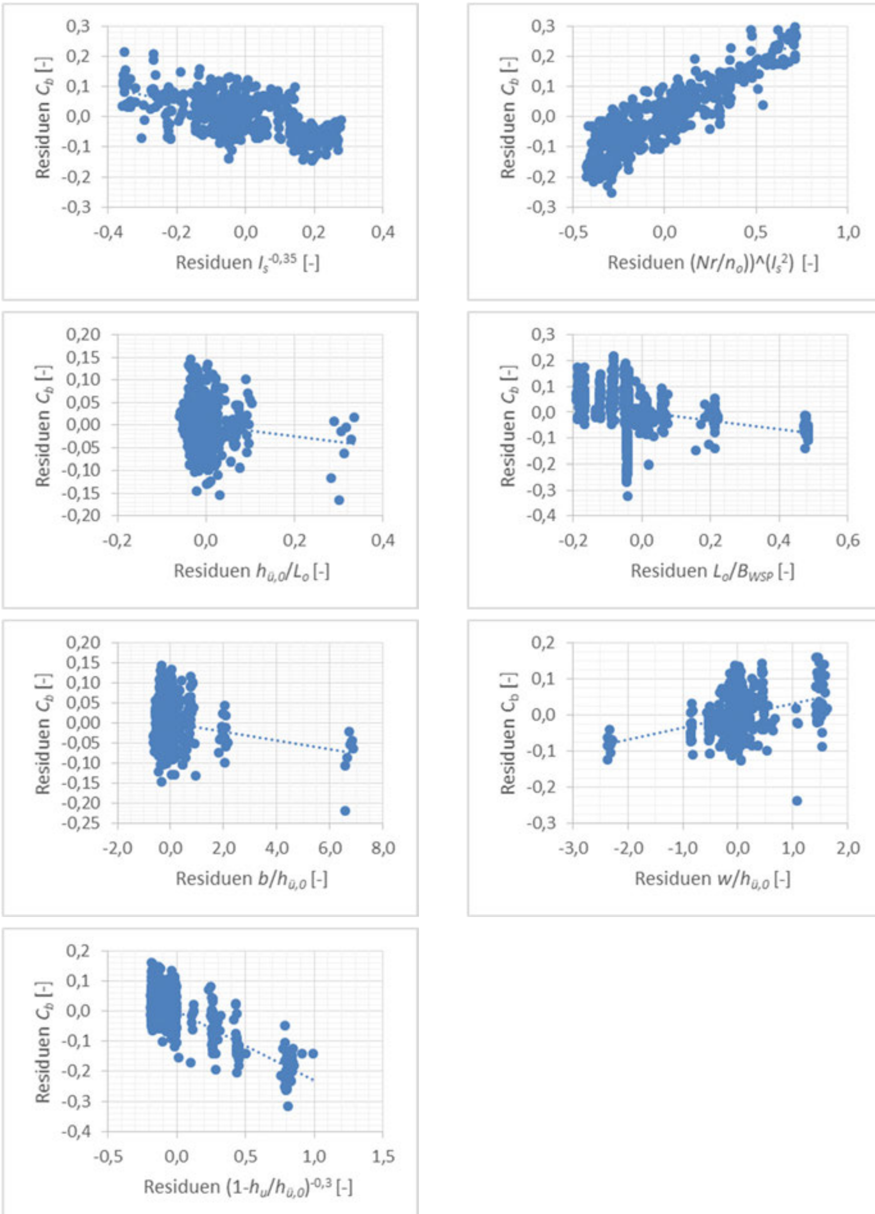


Abbildung 4-34: Partielle Regressionsdiagramme der Residuen der einzelnen Variablen gegenüber den Residuen des wehrfeldspezifischen Abflusskoeffizienten C_b

Im Anschluss wurden, wie in der vorangegangen Betrachtung des gemittelten Abflusskoeffizienten $C_{b,m}$, ebenfalls vier Regressionsgleichungen in Abhängigkeit vom Sohlgefälle definiert. Gl. (4-14) beschreibt den wehrfeldspezifischen Abflusskoeffizient C_b bei einem Gefälle von 0,5 ‰, Gl. (4-15) jenen bei 1,0 ‰ Gefälle, Gl. (4-16) jenen bei 1,5 ‰ Gefälle und Gl. (4-17) jenen bei 2,0 ‰ Gefälle.

Regressionsgleichung für ein Sohlgefälle von 0,5 ‰:

$$C_b = 0{,}125 \cdot \left(\frac{Nr}{n_o}\right)^{I_s^{1,5}} - 0{,}063 \cdot \frac{h_{ü,0}}{L_o} - 0{,}206 \cdot \frac{L_o}{B_{WSP}} - 0{,}004 \cdot \frac{b}{h_{ü,0}} + 0{,}023 \cdot \frac{w}{h_{ü,0}} - 0{,}213 \cdot \left(1 - \frac{h_u}{h_{ü,0}}\right)^{-0,3} + 0{,}577 \tag{4-14}$$

Regressionsgleichung für ein Sohlgefälle von 1,0 ‰:

$$C_b = 1{,}396 \cdot \left(\frac{Nr}{n_o}\right)^{I_s^{0,1}} - 0{,}023 \cdot \frac{h_{ü,0}}{L_o} - 0{,}225 \cdot \frac{L_o}{B_{WSP}} - 0{,}008 \cdot \frac{b}{h_{ü,0}} + 0{,}035 \cdot \frac{w}{h_{ü,0}} - 0{,}267 \cdot \left(1 - \frac{h_u}{h_{ü,0}}\right)^{-0,3} + 0{,}594 \tag{4-15}$$

Regressionsgleichung für ein Sohlgefälle von 1,5 ‰:

$$C_b = 0{,}444 \cdot \left(\frac{Nr}{n_o}\right)^{I_s^{1}} - 0{,}128 \cdot \frac{h_{ü,0}}{L_o} - 0{,}233 \cdot \frac{L_o}{B_{WSP}} - 0{,}013 \cdot \frac{b}{h_{ü,0}} + 0{,}053 \cdot \frac{w}{h_{ü,0}} - 0{,}230 \cdot \left(1 - \frac{h_u}{h_{ü,0}}\right)^{-0,3} + 0{,}373 \tag{4-16}$$

Regressionsgleichung für ein Sohlgefälle von 2,0 ‰:

$$C_b = 0{,}375 \cdot \left(\frac{Nr}{n_o}\right)^{I_s^{5}} - 0{,}243 \cdot \frac{h_{ü,0}}{L_o} - 0{,}120 \cdot \frac{L_o}{B_{WSP}} - 0{,}017 \cdot \frac{b}{h_{ü,0}} + 0{,}048 \cdot \frac{w}{h_{ü,0}} - 0{,}208 \cdot \left(1 - \frac{h_u}{h_{ü,0}}\right)^{-0,3} + 0{,}416 \tag{4-17}$$

In Abbildung 4-35 und Abbildung 4-36 sind die simulierten und berechneten wehrfeldspezifischen Abflusskoeffizienten C_b (Gl. (4-14) – (4-17)) in Abhängigkeit vom Sohlgefälle sowie die jeweiligen multiplen Korrelations- und Determinationskoeffizienten dargestellt.

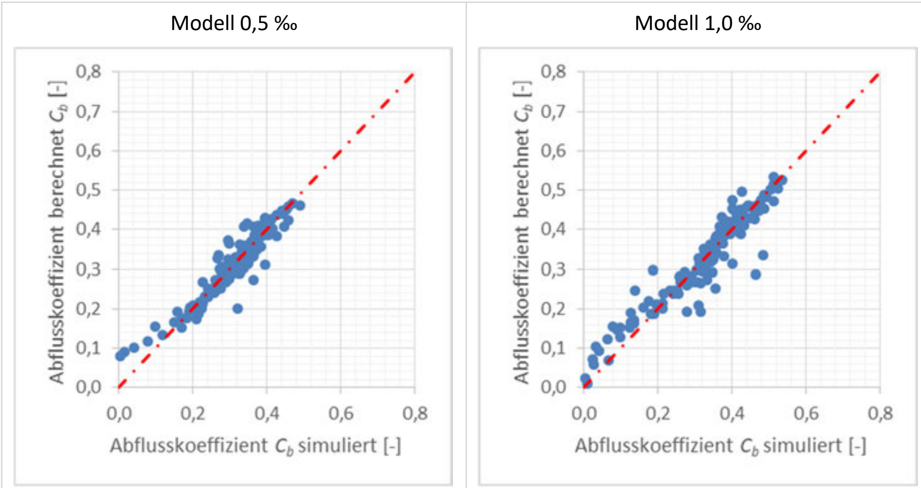


Abbildung 4-35: Gegenüberstellung der wehrfeldspezifischen Abflusskoeffizienten C_b, welche einerseits mittels numerischer Simulationen bestimmt bzw. anhand der Regressionsgleichung (4-14) und (4-15) für ein Sohlgefälle von 0,5 und 1,0 ‰ berechnet wurden

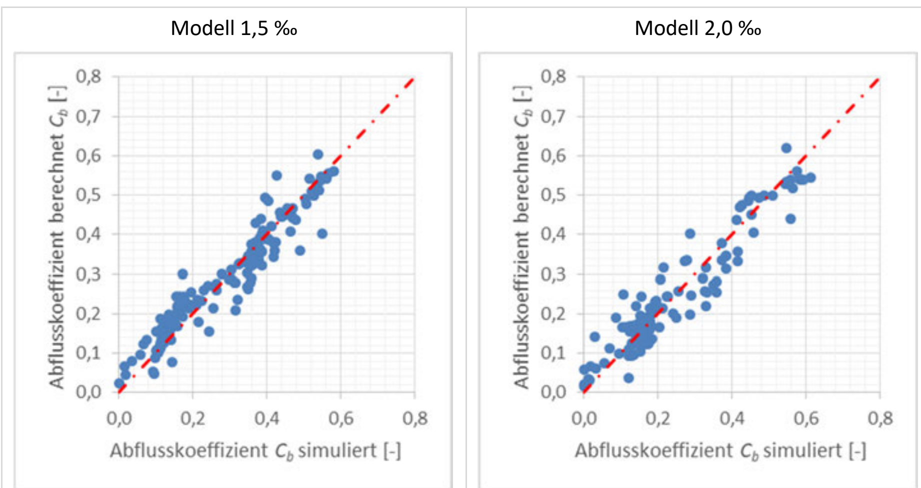


Abbildung 4-36: Gegenüberstellung der wehrfeldspezifischen Abflusskoeffizienten C_b, welche einerseits mittels numerischer Simulationen bestimmt bzw. anhand der Regressionsgleichung (4-16) und (4-17) für ein Sohlgefälle von 1,5 und 2,0 ‰ berechnet wurden

4.7 Ergebnisse – Alternative Anordnung

Während das EBW im ersten Modell direkt in den Rückhalteraum mündet, ist im Modell 2 eine Flutmulde im Unterwasser des EBWs angeordnet. Die Auswertung des gemittelten Abflusskoeffizienten $C_{b,m}$ in Abbildung 4-37 verdeutlicht den negativen Einfluss der Flutmulde auf das Abflussverhalten. Die Abflussumlenkung erzeugt Bereiche mit äußerst geringen Fließgeschwindigkeiten und entsprechend kleinen *Froude*-Zahlen, die in Abbildung 4-38 dargestellt werden. Dieses Verhalten entspricht den Beobachtungen im Zusammenhang mit dem Hochwasserschutzprojekt UUI (Abschnitt 3.3), wo nach der Anordnung einer Flutmulde die erforderliche Abflusskapazität nicht mehr erreicht werden konnte.

Um diesen Effekt zu kompensieren, wurde ein gedrehtes und an die Flutmulde angepasstes EBW konzipiert. Die Anströmung sollte damit optimiert und etwaige Rückstaueffekte reduziert werden. Die Simulationsergebnisse dieses Modells (Nr. 3) zeigen bei einem Sohlgefälle von 0,5 bis 1,5 ‰ eine Zunahme des Abflusskoeffizienten, der unabhängig von der Fließtiefe im Unterwasser h_u teilweise die Modelle 1 und 2 übersteigt. Bei einem Gefälle von 2 ‰ führt allerdings die ansteigende Fließtiefe im Unterwasser zu einer Reduktion des Koeffizienten. Eine mögliche Erklärung für dieses Verhalten liefert der Wechselsprung im Gerinne, der bei einem Sohlgefälle von 2 ‰ bedingt durch die Abflussreduktion auftritt und die Anströmung entsprechend beeinflusst (Abbildung 4-38).

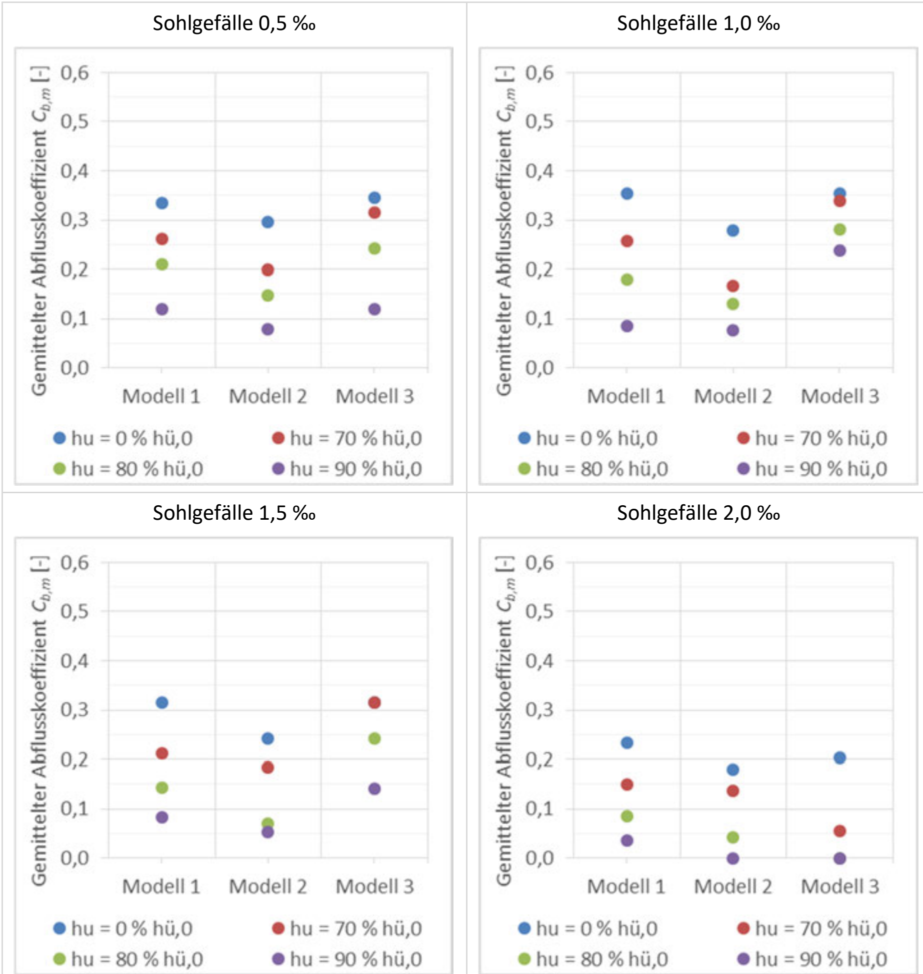


Abbildung 4-37: Einfluss des Sohlgefälles I_s und der Fließtiefe im Unterwasser h_u auf ein seitliches EBW ohne Flutmulde (Modell 1), auf ein seitliches EBW mit Flutmulde (Modell 2) sowie auf ein gedrehtes EBW mit Flutmulde (Modell 3)

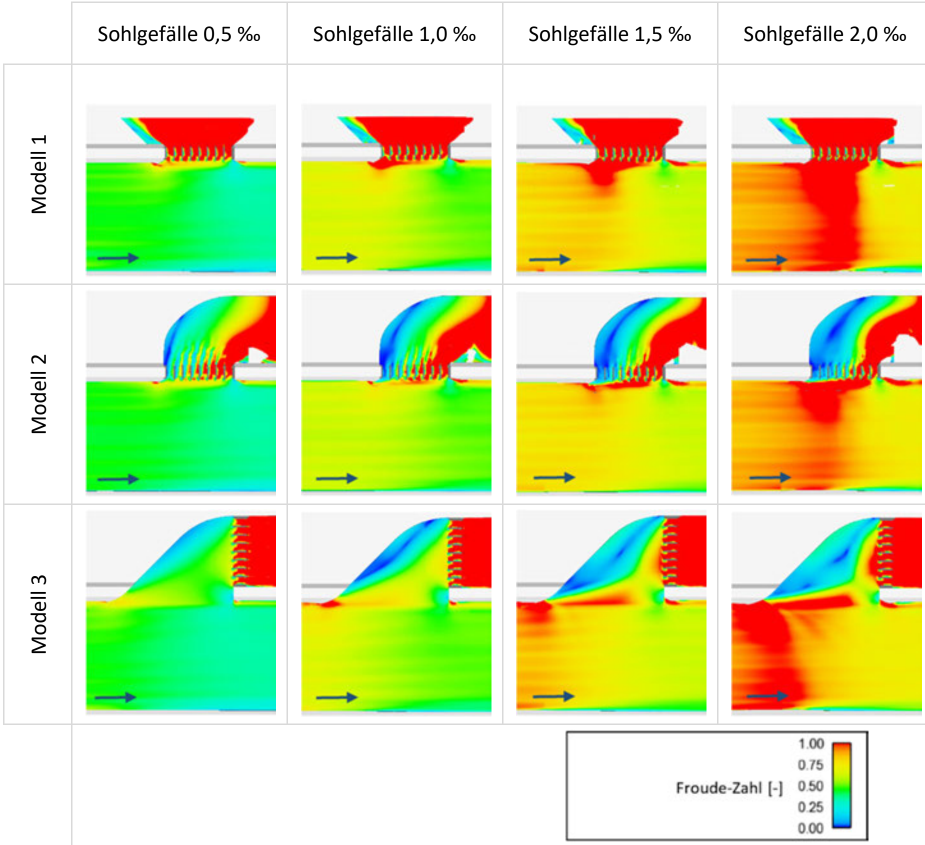


Abbildung 4-38: Darstellung der Froude-Zahl in den Modellen 1 – 3 in Abhängigkeit vom Sohlgefälle für die Konfiguration „h_u = 0 % $h_{ü,0}$“

4.8 Zusammenfassung der Ergebnisse

Eingangs erfolgte am numerischen Modell eine Parameterstudie mit dem Ziel, unter Einhaltung einer realisierbaren Simulationsdauer, die Modellauflösung zu maximieren. Für den Gerinneabschnitt wurde schließlich ein Netz mit einer Elementgröße von $x : y : z$ von 1,0 m : 1,0 m : 0,5 m und für die Wehranlage von $x = y = z$ von 0,25 m gewählt (Abschnitt 4.3.2). In einem weiteren Schritt wurde der Einfluss der Oberflächenrauheit auf die Fließtiefe analysiert und mittels der Fließformel nach *Strickler*, welche auch für die Definition der Modellrandbedingung herangezogen wurde, überprüft (Abschnitt 4.3.4).

Die anschließenden Voruntersuchungen dienten der Validierung der 3d-numerischen Simulationsergebnisse anhand eines physikalischen Modellversuchs im Maßstab 1:50. Dazu wurden an 28 Messpunkten die Fließtiefen in 20 Modellkonfigurationen mit zunehmendem Sohlgefälle sowie variierender Anzahl geöffneter Wehrfelder ermittelt. Die Gegenüberstellung der Mess- und Simulationsergebnisse in Abschnitt 4.5.1 ergab eine äußerst gute Übereinstimmung, wobei der mittlere Fehler bei 1,3 mm bzw. 2,5 % der Fließtiefe lag.

Im Anschluss folgten 166 Simulationen mit variierenden Gerinne- und Wehrparametern, deren Ergebnisse die Grundlage für die Regressionsanalysen zur Abschätzung des Abflusskoeffizienten bildeten. In einem ersten Schritt wurde der theoretische Wehrdurchfluss basierend auf drei Formeln aus der Literatur (Ranga Raju et al., 1979; Park und Rhee, 2010; Cho und Kang, 2011), welche allerdings die Fließtiefe im geöffneten Zustand berücksichtigen, berechnet und den simulierten Durchflüssen gegenübergestellt. Die Ergebnisse zeigen zum Teil eine gute Übereinstimmung und korrelieren nach *Pearson* abhängig von der gewählten Formel mit 90,1 bis 97,6 % (Abschnitt 4.6.1).

Die Auswertung der Wasserspiegelabsenkungen unterstreicht diese Aussage (Abschnitt 4.6.2). Sowohl der Wehrdurchfluss als auch die Gerinneeigenschaften, Breite und Sohlgefälle, beeinflussen signifikant die dreidimensionale Ausdehnung des Absenktrichters im Bereich der Wehranlage. Entsprechend wirkt sich dies auf die Fließtiefe am oberen Wehrende aus. Entgegen dem Ansatz von *De Marchi* (1934), der eine konstante Fließtiefe unterstellt, verändert sich diese entlang des Querschnitts. In der praktischen Anwendung ergibt sich damit die Problematik, dass abhängig davon, an welcher Position die abgesenkte Fließtiefe zur Berechnung herangezogen wird, der theoretische Wehrdurchfluss deutlich variiert. Um diesem Problem zu begegnen, basieren die erarbeiteten Formeln für den Abflusskoeffizienten jeweils auf der Fließtiefe im geschlossenen Zustand. Diese Fließtiefe kann einerseits unter Verwendung von Fließformeln (Jirka und Lang, 2009) berechnet werden und verhält

sich anderseits an einem geraden Flussabschnitt in der Regel konstant über den Gerinnequerschnitt. Der resultierende Abflusskoeffizient widerspiegelt damit einerseits die Wasserspiegelabsenkung und andererseits die bauwerksspezifischen Verluste.

In einer weiteren Auswertung mit Fokus auf den Abflusskoeffizienten wurde der Einfluss einzelner Gerinne- und Wehrparameter analysiert (Abschnitt 4.6.3). Eine zunehmende WSP-Breite im Gerinne und Wehrhöhe haben beispielsweise einen Anstieg des Abflusskoeffizienten zur Folge, wobei sich die zunehmende Anzahl geöffneter Wehrfelder negativ auswirkt. Auch die Zunahme der Fließtiefe im Gerinne und lichten Wehrfeldbreite führt zu einer Reduktion des Abflusskoeffizienten. Auf Basis dieser Informationen erfolgten Dimensionsanalysen, mit dem Ziel, dimensionslose Variablen für die anschließenden Regressionsanalysen zu definieren. Die Regressionsanalysen können in zwei Gruppen unterteilt werden: Zum einen wurden Auswertungen mit dem mittleren Abflusskoeffizienten, der alle geöffneten Wehrfelder umfasst, und zum anderen mit jenem Abflusskoeffizienten, der das einzelne Wehrfeld widerspiegelt, durchgeführt (Abschnitt 4.6.4).

In Bezug auf den mittleren Abflusskoeffizienten konnte schlussendlich unter Berücksichtigung von fünf relevanten Variablen ($I_S, \frac{h_{ü,0}}{L_O}, \frac{L_O}{B_{WSP}}, \frac{w}{h_{ü,0}}, \frac{h_u}{h_{ü,0}}$) eine Regressionsgleichung mit einem multiplen Determinationskoeffizienten R^2 von 95,4 % und einem Standardfehler von 0,022 aufgestellt werden. Wird jedes einzelne Wehrfeld betrachtet, erfordert dies eine Erweiterung der Gleichung um zwei Variablen ($\left(\frac{Nr}{n_O}\right)^{I_S}, \frac{b}{h_{ü,0}}$). Die resultierende Regressionsgleichung weist einen multiplen Determinationskoeffizienten R^2 von 87,2 % und einen Standardfehler von 0,050 auf. Für beide Betrachtungen erfolgte zusätzlich eine schrittweise Regressionsanalyse, um den Einfluss der einzelnen Variablen auf den Standardfehler abzubilden.

Im Hinblick auf die praktische Anwendung wurden in Abhängigkeit vom Sohlgefälle (0,5 – 2,0 ‰) jeweils vier weitere Regressionsgleichungen abgeleitet. Diese differenzierte Betrachtung führt wiederum zur Erhöhung des multiplen Determinationskoeffizienten R^2 sowie zu einer Reduktion des Standardfehlers.

In Abschnitt 4.7 wurde der Einfluss einer an die Wehranlage anschließenden Flutmulde untersucht. Die Abflussumlenkung im Unterwasser der Wehranlage führt zu Rückstaueffekten, die die Abflusskapazität deutlich beeinträchtigen. Mit einer an die lokalen Strömungs-

verhältnisse angepassten Anordnung der Wehranlage konnte dieser negative Effekt teilweise kompensiert werden. Die Wirkung wird allerdings signifikant vom Sohlgefälle und der entsprechenden Wasserspiegelabsenkung beeinflusst.

5 Schlussfolgerungen und Ausblick

5.1 Gesteuerte EBW – Hochwasserschutzprojekt UUI

5.1.1 Generelle Erkenntnisse

Im Zuge von gegenwärtigen Hochwasserschutzprojekten werden gesteuerte Hochwasserrückhalteräume an jenen Gewässerabschnitten eingesetzt, an denen hoher Siedlungsdruck, einhergehend mit beschränkten räumlichen Ressourcen, vorherrscht und die erforderliche Retentionswirkung jene von passiven Hochwasserschutzmaßnahmen übersteigt. Neben den geplanten Maßnahmen im unteren Tiroler Unterinntal (ARGE – DonauConsult Ingenieurbüro GmbH und ILF Consulting Engineers, 2017) finden sich beispielsweise in Deutschland einige ebenfalls in Planung befindliche bzw. bereits realisierte Anlagen (Flutpolder Riedensheim (Deindl, 2007; WWA-Ingolstadt, 2014), Flutpolder Feldolling (Zanker, 2007; WWA-Rosenheim, 2013)). Durch die Möglichkeit der Steuerung des Einlaufbauwerks kann die Abflussreduktion an die jeweiligen Verhältnisse angepasst und im Optimum das vorhandene Rückhaltevolumen so eingesetzt werden, dass eine horizontale Wellenkappung erzielt wird. Die im Zuge der vorliegenden Arbeit durchgeführten Untersuchungen an den drei geplanten EBW im UUI verdeutlichten den Einfluss von standortspezifischen Faktoren auf die Durchflusskapazität. Obwohl die einzelnen Wehrfelder der drei Bauwerke bezüglich ihrer Geometrie sehr ähnlich konzipiert wurden, führten lokale Strömungsverhältnisse zu wesentlichen Abweichungen des Abflusskoeffizienten. Darüber hinaus variierte dieser Koeffizient einerseits mit dem jeweils betrachteten Wehrfeld und andererseits mit der Anzahl der geöffneten Wehrfelder. Die Anordnung eines Durchlasses, um den Damm der Autobahn zu durchstechen, und die Berücksichtigung einer Flutmulde im Anschluss an die Wehranlage wirkten sich ebenfalls signifikant aus. Mit dem Ziel die praktische Anwendung der ermittelten Abflusskoeffizienten zu veranschaulichen, wird nachfolgend ein theoretisches Konzept zur Steuerung des EBWs Voldöpp vorgestellt.

5.1.2 Anwendungsbeispiel – Steuerung des EBWs Voldöpp

Um im Ereignisfall das Bauwerk entsprechend der Steuervorgabe bedienen zu können, müssen der aktuelle Abfluss im Gerinne sowie die lokale Wasserstand-Abflussbeziehung bekannt sein. Eine lokale Wasserspiegelmessung am oberen Ende der Wehranlage würde durch die Abflussreduktion in den Rückhalteraum und die damit verbundene räumliche Wasserspiegelabsenkung beeinflusst werden, weshalb bereits vorhandene, flussaufwärts positionierte Pegelmessstellen (in ausreichender Entfernung) herangezogen wurden. Für

verschiedene Abflüsse erfolgten 2d-numerische Simulationen, die es erlauben, die Fließzeiten zwischen den Pegelmessstellen und dem Einlaufbauwerk zu bestimmen. Anhand der Abflüsse an den gewählten Pegelmessstellen, die sich sowohl im Inn als im relevanten Zubringer, der Brandenberger Ache, befinden und der ermittelten Fließzeiten, kann der aktuelle Abfluss am EBW während des Hochwasserereignisses analytisch berechnet werden. Die erforderliche Abflussretention und damit jener Abfluss Q_W, der über das EBW abgeführt werden muss, ergibt sich folglich aus dem aktuellen Gerinneabfluss Q und der Abflussvorgabe Q_{St}, entsprechend dem festgelegten Steuerkonzept:

$$Q_W = Q - Q_{St} \tag{5-1}$$

Mit Hilfe des ermittelten Abflusskoeffizienten $C_{b,m}$ (3d-numerische Simulationen) und der Fließtiefe $h_{ü,o}$, abgeleitet aus der Wasserstand-Abfluss Beziehung, kann mittels der Formel nach *Poleni* (1717) die Anzahl der zu öffnenden Wehrfelder (Anzahl der geöffneten Wehrfelder n_o und die lichte Breite der einzelnen Wehrfelder b ergeben die aufsummierte Wehrlänge L_o) bestimmt werden:

$$L_o = n_o \cdot b = \frac{Q_W}{\frac{2}{3} \cdot C_{b,m} \cdot \sqrt{2g} \cdot h_{ü,0}^{\frac{3}{2}}} \tag{5-2}$$

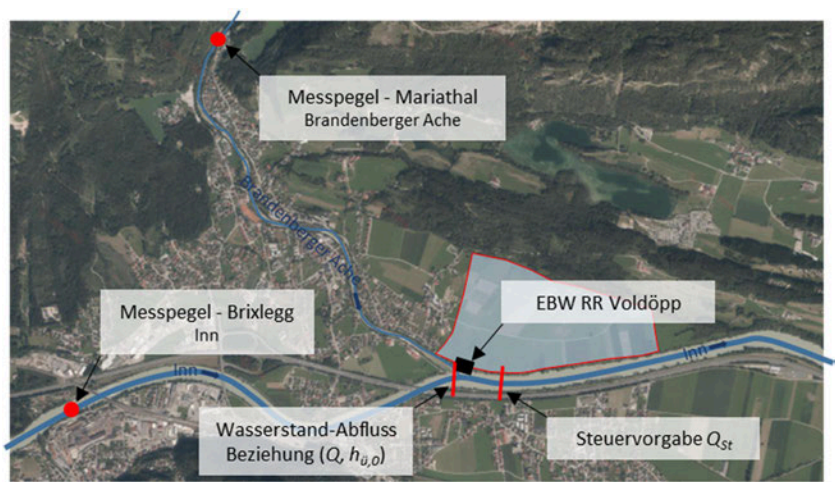


Abbildung 5-1: Theoretisches Konzept zur Steuerung der EBW RR Voldöpp anhand von zwei Messpegeln (Brixlegg, Mariathal), einer Wasserstand-Abfluss Beziehung am EBW sowie einer Steuervorgabe flussab des EBWs

Dieses Konzept zur Steuerung setzt allerdings voraus, dass sich die Gerinnesohle und die davon abhängige Wasserstand-Abfluss Beziehung während dem Hochwasserereignis nicht verändern. Um den Effekt von Sohllagenschwankungen im Bereich des EBWs Voldöpp auf dessen Abflusskapazität abzubilden, wurden vorangegangene 2d-numerische Geschiebetransportsimulationen des Bemessungsereignisses HQ_{100} herangezogen und die Wasserspiegellagen ausgewertet (Aufleger et al., unveröffentlicht). Zu Vergleichszwecken wurden zusätzlich die Wasserspiegellagen aus einer HQ_{100}-Reinwassersimulation berücksichtigt (ARGE – DonauConsult Ingenieurbüro GmbH und ILF Consulting Engineers, unveröffentlicht a).

Anhand der Formel nach *Poleni* (1717) (Gl. (5-3)) und den simulierten Fließtiefen $h_{ü,0}$ konnte der potenzielle Wehrdurchfluss Q_W unter der Annahme, dass alle vier Wehrfelder geöffnet sind und der Wasserspiegel im RR ansteigt, über den zeitlichen Verlauf des Hochwasserereignisses berechnet werden.

$$Q_W = \frac{2}{3} \cdot C_{b,m} \cdot \sqrt{2g} \cdot h_{\text{ü},0}^{\frac{3}{2}} \cdot L_o \qquad (5\text{-}3)$$

In Abbildung 5-2 sind die auf Basis der numerischen Simulationen berechneten Durchflüsse sowie der erforderliche Durchfluss entsprechend dem Generellen Projekt 2016 (ARGE – DonauConsult Ingenieurbüro GmbH und ILF Consulting Engineers, unveröffentlicht a) dargestellt. Im Fall der Geschiebetransportsimulation führen lokale Sohllagenänderungen zu einem Anstieg des Wasserspiegels und damit verbunden zu einem deutlich höheren potentiellen Wehrdurchfluss. Würde das EBW mit dem zuvor erwähnten Konzept gesteuert werden, wäre in diesem Fall das vorhandene Rückhaltevolumen bereits vorzeitig ausgeschöpft.

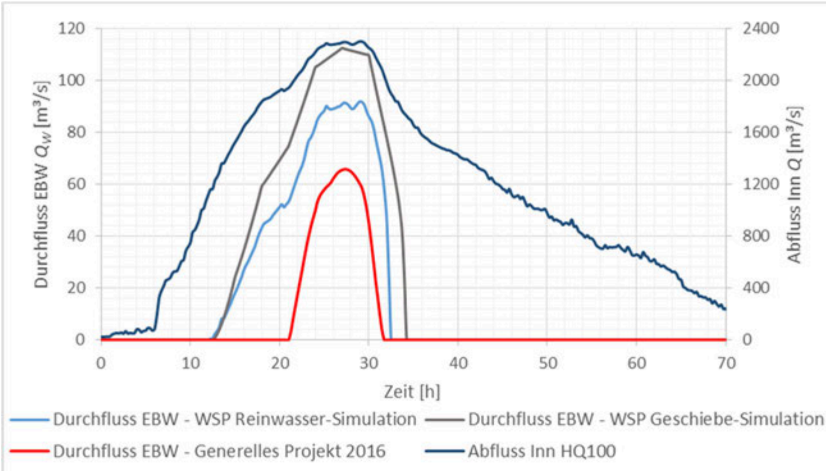


Abbildung 5-2: Bemessungsereignisse HQ_{100}; Gegenüberstellung der berechneten Durchflüsse, basierend auf Wasserspiegellagen (WSP) numerischer Simulationen (ARGE – DonauConsult Ingenieurbüro GmbH und ILF Consulting Engineers, unveröffentlicht a; Aufleger et al., unveröffentlicht) und dem erforderlichen Durchfluss des EBWs entsprechend dem Generellen Projekt 2016

5.1.3 Verklausungsrisiko – EBW RR Radfeld-Kundl und Angath

Die Funktionsfähigkeit des EBWs eines Rückhalteraums ist entscheidend für die Gewährleistung der erforderlichen Abflussreduktion. Neben der mechanischen Funktionsfähigkeit der Verschlüsse stellt Treibgut ein besonders hohes Risiko dar. Für das EBW Voldöpp wurde diese Problematik im physikalischen Modellversuch grundlegend untersucht. Die Ergebnisse dieser Studie erlauben allerdings nur eine Aussage für den betrachteten Standort, eine Übertragung ist auf Grund der spezifischen Strömungsverhältnisse nicht möglich. Zusätzliche Untersuchungen sind daher erforderlich, um ein potenzielles Verklausungsrisiko auch an den zwei weiteren Standorten zu minimieren.

5.2 Abflussverhalten an seitlich angeströmten Wehren

5.2.1 Generelle Erkenntnisse

Die durchgeführten 3d-numerischen Simulationen sowie der physikalische Modellversuch stellen einen weiteren Beitrag zum Abflussverhalten seitlich angeströmter Wehranlagen an ungestauten Gerinnen dar. Im Zuge der Parameterstudie konnten die Verluste am Bauwerk sowie die räumliche Wasserspiegelabsenkung, die durch das Öffnen der einzelnen Wehrfelder hervorgerufen wird, bestimmt und deren Einfluss abgebildet werden. Anschließende Regressionsanalysen auf Basis der Simulationsergebnisse resultierten in Formeln zur Abschätzung des Abflusskoeffizienten. Neben einer Gleichung (5-4) für den mittleren Abflusskoeffizienten $C_{b,m}$, der alle geöffneten Wehrfelder umfasst, konnte eine weitere Gleichung (5-5) für den Abflusskoeffizienten C_b eines expliziten Wehrfeldes abgeleitet werden. Darüber hinaus wurden zusätzliche Regressionsgleichungen in Abhängigkeit vom Sohlgefälle (0,5 ‰; 1,0 ‰; 1,5 ‰; 2,0 ‰) sowohl für den mittleren $C_{b,m}$ als auch für den expliziten Abflusskoeffizienten C_b definiert (Gl. (4-9) - (4-12); Gl. (4-14) - (4-17)).

$$C_{b,m} = -0{,}003 \cdot {I_s}^5 + 0{,}253 \cdot \frac{h_{ü,0}}{L_o} - 0{,}198 \cdot \frac{L_o}{B_{WSP}} + 0{,}036 \cdot \frac{w}{h_{ü,0}} - 0{,}228 \cdot \left(1 - \frac{h_u}{h_{ü,0}}\right)^{-0{,}3} + 0{,}603 \quad (5\text{-}4)$$

$$C_b = -0{,}249 \cdot {I_s}^{-0{,}35} + 0{,}348 \cdot \left(\frac{Nr}{n_o}\right)^{{I_s}^2} - 0{,}127 \cdot \frac{h_{ü,0}}{L_o} - 0{,}198 \cdot \frac{L_o}{B_{WSP}} - 0{,}011 \cdot \frac{b}{h_{ü,0}} + 0{,}039 \cdot \frac{w}{h_{ü,0}} - 0{,}230 \cdot \left(1 - \frac{h_u}{h_{ü,0}}\right)^{-0{,}3} + 0{,}686 \quad (5\text{-}5)$$

Diese Formeln ermöglichen die Dimensionierung von neuen bzw. die Optimierung bereits bestehender Anlagen. Neben den eigentlich betrachteten Einlaufbauwerken von Hochwasserrückhaltebecken können die Formeln auf all jene Wehre angewendet werden, deren Standortverhältnisse und bauliche Ausführung dem Gültigkeitsbereich in Tabelle 5-1 entsprechen. Allerdings bedarf es speziell an natürlichen Flussabschnitten mit wechselnden geometrischen und hydraulischen Bedingungen einer kritischen Bewertung der Ergebnisse.

Tabelle 5-1: Gültigkeitsbereiche der abgeleiteten Formeln zur Abschätzung des Abflusskoeffizienten für seitlich angeströmte Wehranlagen an ungestauten Gerinnen

Parameter	Gültigkeitsbereich
Sohlgefälle I_s	0,5 - 2,0 [‰]
Gerinnerauheit k_{St}	40 [$m^{1/3}/s$]
WSP-Breite im Gerinne B_{WSP}	56,0 - 116,0 [m]
Wehrfeldbreite b	7,0 - 32,5 [m]
Wehrhöhe w	2,2 - 5,8 [m]
Fließtiefe $h_{ü,0}$	1,6 - 3,6 [m]
Anzahl der geöffneten Wehrfelder	1 - 8 [-]
Fließtiefe h_u	0,0 - 0,9 · $h_{ü,0}$ [-]

5.2.2 Anwendungsbeispiel – seitlich angeströmtes Wehr mit 6 WF

Anhand der Gleichungen (5-4) und (5-5) werden nachfolgend die Abflusskoeffizienten für ein beispielhaftes, seitlich angeströmtes Wehr ermittelt. Insgesamt umfasst das Bauwerk sechs Wehrfelder mit einer Wehrhöhe w von 3 m und einer lichten Wehrbreite b von 10 m. Im Bemessungslastfall beträgt die Fließtiefe im geschlossenen Zustand $h_{ü,0}$ 2 m und das Rückhaltebecken ist ungefüllt (h_u = 0 m). Das Gerinne im Bereich des Wehrs weist ein Sohlgefälle I_s von 1 ‰ und eine Wasserspiegelbreite B_{WSP} von 95 m auf. Um die Gleichungen anwenden zu können, wird unterstellt, dass im Zuge der Steuerung die Wehrfelder in aufsteigender Reihenfolge, jeweils vollständig geöffnet werden. In Tabelle 5-2 ist der Abflusskoeffizient $C_{b,m}$ sowie der Wehrdurchfluss Q_W basierend auf den Gleichungen (5-4) und (5-6) für eine zunehmende Anzahl von geöffneten Wehrfeldern zusammengefasst.

$$Q_W = \frac{2}{3} \cdot C_{b,m} \cdot L_o \cdot \sqrt{2g} \cdot h_{ü,0}^{\frac{3}{2}} \tag{5-6}$$

Tabelle 5-2: Einfluss der Anzahl der geöffneten Wehrfelder auf den Abflusskoeffizienten $C_{b,m}$ sowie den Wehrdurchfluss Q_W für ein beispielhaftes, seitlich angeströmtes Wehr mit insgesamt 6 Wehrfeldern

	Aufsummierte Länge der geöffneten Wehrfelder L_o [m]	Abflusskoeffizient $C_{b,m}$ Gleichung (5-4) [-]	Wehrdurchfluss Q_W [m³/s]
1 WF geöffnet	10	0,46	38,1
2 WF geöffnet	20	0,41	68,4
3 WF geöffnet	30	0,38	95,3
4 WF geöffnet	40	0,36	118,7
5 WF geöffnet	50	0,33	138,6
6 WF geöffnet	60	0,31	155,0

Wird jedes Wehrfeld explizit betrachtet, kann mittels Gleichung (5-5) der jeweilige Abflusskoeffizient C_b bestimmt werden. In Tabelle 5-3 sind die berechneten Koeffizienten sowie die resultierenden Durchflüsse basierend auf den Gleichungen (5-5) und (5-7) für jedes einzelne Wehrfeld bei zunehmender Anzahl an geöffneten Wehrfeldern dargestellt.

$$Q_{WF} = \frac{2}{3} \cdot C_b \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot h_{\text{ü},0}^{\frac{3}{2}} \quad (5\text{-}7)$$

Tabelle 5-3: Einfluss der Anzahl der geöffneten Wehrfelder auf den Abflusskoeffizienten C_b des jeweiligen Wehrfeldes sowie der entsprechende Wehrfelddurchfluss Q_{WF} für ein seitlich angeströmtes Wehr

Anzahl der geöffneten Wehrfelder n_o [-]		Aufsummierte Länge der geöffneten Wehrfelder L_o [m]	Abflusskoeffizient C_b Gleichung (5-5) [-]	Wehrfeld-durchfluss Q_{WF} [m³/s]
1		10		
	WF Nr. 1		0,51	42,8
2		20		
	WF Nr. 1		0,33	27,6
	WF Nr. 2		0,50	42,1
3		30		
	WF Nr. 1		0,26	21,3
	WF Nr. 2		0,37	31,0
	WF Nr. 3		0,49	40,7
4		40		
	WF Nr. 1		0,21	17,4
	WF Nr. 2		0,29	24,6
	WF Nr. 3		0,38	31,9
	WF Nr. 4		0,47	39,2
5		50		
	WF Nr. 1		0,17	14,3
	WF Nr. 2		0,24	20,1
	WF Nr. 3		0,31	25,9
	WF Nr. 4		0,38	31,7
	WF Nr. 5		0,45	37,5
6		60		
	WF Nr. 1		0,14	11,6
	WF Nr. 2		0,20	16,5
	WF Nr. 3		0,26	21,3
	WF Nr. 4		0,31	26,2
	WF Nr. 5		0,37	31,0
	WF Nr. 6		0,43	35,8

5.2.3 Erkenntnisse bezüglich der gewählten Methoden

3d-numerische Simulationen stellen eine zuverlässige Methode dar, um komplexe, dreidimensionale Strömungsverhältnisse abzubilden. Die durchgeführten Validierungen der Simulationsergebnisse am physikalischen Modellversuch unterstreichen diese Aussage. Speziell der Umstand, dass methodische Messfehler, im physikalischen Modellversuch unter Umständen verursacht durch die jeweilige Messmethode, in der numerischen Simulation ausgeschlossen werden können, stellt einen deutlichen Vorteil dar. Numerische Modelle ermöglichen es darüber hinaus mit verhältnismäßig geringem Aufwand, Adaptierungen der betrachteten Geometrien durchzuführen. Im Zuge der Parameterstudie konnte dadurch ein relativ breites Spektrum von Gerinne- und Bauwerkskonfigurationen simuliert und in der Regressionsanalyse berücksichtigt werden.

Literaturverzeichnis

Aigner, D. und Bollrich, G. (2015): *Handbuch der Hydraulik für Wasserbau und Wasserwirtschaft*. 1. Auflage. Berlin: Beuth Verlag GmbH.

ARGE – DonauConsult Ingenieurbüro GmbH und ILF Consulting Engineers (unveröffentlicht a): *Bericht – Hochwasserschutz Tiroler Unterinntal, Maßnahmenplanung Unteres Unterinntal, Generelles Projekt 2016*. Innsbruck: Im Auftrag der Tiroler Landesregierung, Abteilung Wasserwirtschaft.

ARGE – DonauConsult Ingenieurbüro GmbH und ILF Consulting Engineers (unveröffentlicht b): *Bericht – Maßnahme RR01, Hochwasserschutz Tiroler Unterinntal, Maßnahmenplanung Unteres Unterinntal, Generelles Projekt 2016*. Innsbruck: Im Auftrag der Tiroler Landesregierung, Abteilung Wasserwirtschaft.

ARGE – DonauConsult Ingenieurbüro GmbH und ILF Consulting Engineers (unveröffentlicht c): *Bericht – Maßnahme RR02, Hochwasserschutz Tiroler Unterinntal, Maßnahmenplanung Unteres Unterinntal, Generelles Projekt 2016*. Innsbruck: Im Auftrag der Tiroler Landesregierung, Abteilung Wasserwirtschaft.

ARGE – DonauConsult Ingenieurbüro GmbH und ILF Consulting Engineers (unveröffentlicht d): *Bericht – Maßnahme RR03, Hochwasserschutz Tiroler Unterinntal, Maßnahmenplanung Unteres Unterinntal, Generelles Projekt 2016*. Innsbruck: Im Auftrag der Tiroler Landesregierung, Abteilung Wasserwirtschaft.

ARGE – DonauConsult Ingenieurbüro GmbH und ILF Consulting Engineers (unveröffentlicht e): *Bericht - Variantenuntersuchung Inn und Brandenberger Ache, Hochwasserschutz Tiroler Unterinntal, Maßnahmenplanung Unteres Unterinntal, Generelles Projekt 2016*. Innsbruck: Im Auftrag der Tiroler Landesregierung, Abteilung Wasserwirtschaft.

ARGE – DonauConsult Ingenieurbüro GmbH und ILF Consulting Engineers (unveröffentlicht f): *Objektplan RR01 Einlaufbauwerk – Hochwasserschutz Tiroler Unterinntal, Maßnahmenplanung Unteres Unterinntal, Generelles Projekt 2016*. Innsbruck: Im Auftrag der Tiroler Landesregierung, Abteilung Wasserwirtschaft.

ARGE – DonauConsult Ingenieurbüro GmbH und ILF Consulting Engineers (2017): *Zusammenfassender Bericht – Hochwasserschutz Tiroler Unterinntal, Maßnahmenplanung Unteres Unterinntal, Generelles Projekt 2016*. Innsbruck: Im Auftrag der Tiroler Landesregierung, Abteilung Wasserwirtschaft. Verfügbar unter: https://www.hochwasserschutz-unterinntal.at/wp-content/uploads/2017/10/HWS-UUI_GP_A01_100_ZusFasBericht_161230.pdf.

Asenkerschbaumer, M.; Skublics, D. und Rutschmann, P. (2012): *Abschlussbericht - Verzögerung und Abschätzung von Hochwasserwellen entlang der bayerischen Donau*. München: Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Techni-

sche Universität München. Verfügbar unter: https://www.lfu.bayern.de/wasser/hw_strategie/aktionsprogramm_2020_plus/flutpolder/doc/03_anhang1_bericht.pdf.

Aufleger, M.; Gems, B.; Baumgartner, K.; Plörer, M. und Sturm, M. (unveröffentlicht): *Bericht – Geschiebehydraulische Analyse und Modellierung des Tiroler Inn von der Sillmündung in Innsbruck bis zur Einmündung der Weißache in Kufstein, Arbeitspaket (c) – Ereignisbasierte Geschiebetransportmodellierung 2017*. Innsbruck: Im Auftrag der Tiroler Landesregierung, Abteilung Wasserwirtschaft.

Bachmann, D.; Dätig, S. und Schüttrumpf, H. (2014): ‚Praktische Anwendung der hybriden Modellierung am Beispiel der Möhne', *44. IWASA - Internationales Wasserbau-Symposium Aachen 2014*.

Bagheri, S.; Kabiri-Samani, A. R. und Heidarpour, M. (2014a): ‚Discharge coefficient of rectangular sharp-crested side weirs, Part I: Traditional weir equation', *Flow Measurement and Instrumentation*, 35, S. 109–115. doi: 10.1016/j.flowmeasinst.2013.11.005.

Bagheri, S.; Kabiri-Samani, A. R. und Heidarpour, M. (2014b): ‚Discharge coefficient of rectangular sharp-crested side weirs Part II: Domínguez's method', *Flow Measurement and Instrumentation*, 35, S. 116–121. doi: 10.1016/j.flowmeasinst.2013.10.006.

Bauer, C. (2004): *Dissertation - Bestimmung der Retentionspotenziale naturnaher Maßnahmen in Gewässer und Aue mit hydraulischen Methoden*, Kassel: Universität Kassel.

BFE (2015): *Richtlinie über die Sicherheit der Stauanlagen - Teil A: Allgemeines*. Bern: Bundesamt für Energie, Sektion Aufsicht Talsperren. Verfügbar unter: http://www.bfe.admin.ch/themen/00490/00491/00494/06180/index.html?lang=de.

BFE (2017): *Richtlinie über die Sicherheit der Stauanlagen - Teil C2: Hochwassersicherheit und Stauseeabsenkung*. Bern: Bundesamt für Energie, Sektion Aufsicht Talsperren. Verfügbar unter: http://www.bfe.admin.ch/themen/00490/00491/00494/06180/index.html?lang=de.

Blöschl, G.; Komma, J.; Nester, T.; Salinas, J. L.; Tong, R. und Viglione, A. (2017): *Bericht – Auswirkung Alpiner Retention auf die Hochwasserabflüsse des Inn, Institut für Wasserbau und Ingenieurhydrologie, TU Wien*. Innsbruck: Im Auftrag des Amtes der Tiroler Landesregierung und der Wildbach- und Lawinenverbauung, Sektion Tirol. Verfügbar unter: https://www.tirol.gv.at/fileadmin/themen/umwelt/wasser/wasserinfo/downloads/Endbericht_Teil_1.pdf.

Bloß, S. und Zielke, W. (1999): *Numerische Modelle von Flüssen, Seen und Küstengewässern*. Bonn: Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau e.V. (DVWK).

BMFLUW (2006a): *Hochwasserschutz in Österreich*. Wien: Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft.

BMFLUW (2014): *Leitfaden Hochwasserrückhaltebecken - Grundsätze für Planung, Bau und Betrieb bei der Wildbach- und Lawinenverbauung Österreich*. Wien: Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft.

BMFLUW (2009): *Leitfaden zum Nachweis der Hochwassersicherheit von Talsperren*. Wien: Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft.

BMFLUW (2006b): *Technische Richtlinie für die Bundeswasserbauverwaltung, RIWA-T gemäß § 3 Abs. 2 WBFG, Fassung 2006*. Wien: Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft. Verfügbar unter: https://www.bmnt.gv.at/dam/jcr:eb68e36c-961b-4153-8feb-4c8c513146e5/RIWA-T%202016_finale%20Fassung.pdf.

BMFLUW und ÖWAV (2007): *Fließgewässermodellierung – Arbeitsbehelf Hydrodynamik; Grundlagen, Anwendung und Modelle für die Praxis*. Wien: Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft und Österreichischer Wasser- und Abfallwirtschaftsverband.

Boes, R.; Perzlmaier, S.; Schönlaub, H.; Linser, M. und Hofer, B. (2008): ‚Flood retention by storage reservoirs and alpine water intakes', *76. ICOLD Annual Meeting Sofia 2008*.

Böge, A. und Böge, G. (2011): *Technische Mechanik: Statik - Dynamik - Fluidmechanik - Festigkeitslehre*. 29. Auflage. Wiesbaden: Vieweg und Teubner.

Bollrich, G. (2007): *Technische Hydromechanik – Grundlagen - Band 1*. 6. Auflage. Berlin: Huss-Medien GmbH.

Borghei, S. M.; Jalili, M. R. und Ghodsian, M. (1999): ‚Discharge Coefficient for Sharp-Crested Side Weir in Subcritical Flow', *Journal of Hydraulic Engineering*, 125(10), S. 1051–1056. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9429(1999)125:10(1051).

Brown, D.; Hanson, R. und Christian, W. (2017): *Tracker – Video Analysis and Modeling Tool for Physics Education [Computer Software]*. OSP - open source physics. Verfügbar unter: https://physlets.org/tracker/.

Buckingham, E. (1914): ‚On physically similar systems: illustrations of the use of dimensional equations', *Physical Review*, 4, S. 345–376. doi: https://doi.org/10.1103/PhysRev.4.345.

Büro Pieler ZT GmbH (unveröffentlicht): *Technischer Bericht – Regionalstudie Unterinntal, Maßnahmenkonzept 2014*. Innsbruck: Im Auftrag der Tiroler Landesregierung, Abteilung Wasserwirtschaft.

CFBR (2013): *Recommandations pour le dimensionnement des évavuateurs de crues de barrages - Dam spillway design guidelines*. France: Comite Francais des Barrages et Reservoirs. Verfügbar unter: https://www.barrages-cfbr.eu/IMG/pdf/recommandations_cfbr_2013_evc.pdf.

Cho, H.-J. und Kang, H.-S. (2011): ‚An Estimation of Discharge Coefficient Considering the Geometrical Shape of Broad Crested Side Weir', *Journal of Korea Water Resources Association*, 44(12), S. 955–965. doi: 10.3741/JKWRA.2011.44.12.955.

De Marchi, G. (1934): ‚Saggio di teoria sul funzionamento deglistramazzi laterali', *L'Energia Elettrice*, 11(11), S. 849–854.

Deindl, K. (2007): ‚Der geplante Flutpolder Riedensheim', *Fachtagung Flutpolder - Hochwasserrückhaltebecken im Nebenschluss; Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität München*, 113, S. 191–197.

DIN 19700-10 (2004): *DIN 19700 Stauanlagen - Teil 10: Gemeinsame Festlegungen*. Berlin: Deutsches Institut für Normung e.V.

DIN 19700-11 (2004): *DIN 19700 Stauanlagen - Teil 11: Talsperren*. Berlin: Deutsches Institut für Normung e.V.

DIN 19700-12 (2004): *DIN 19700 Stauanlagen - Teil 12: Hochwasserrückhaltebecken*. Berlin: Deutsches Institut für Normung e.V.

Disse, M.; Pakosch, S.; Yörük, A. und Bliefernicht, J. (2007): ‚Entwicklung eines Expertensystems zur Hochwasserfrühwarnung unter der Berücksichtigung der Vorhersageunsicherheit', *Fachtagung Flutpolder - Hochwasserrückhaltebecken im Nebenschluss; Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität München*, 113, S. 39–51.

Dominguez, F. J. (1999): *Hidraulica*. Santiago de Chile: Editorial Universitaria.

DonauConsult Ingenieurbüro GmbH (unveröffentlicht a): *Schlüsselkurve – Unterwasser-Modellrandbedingungen für die Inn-km 233,44, 247,39 und 249,02*. Innsbruck: am 01.12.2017 an den Arbeitsbereich Wasserbau der Universität Innsbruck, per Email übermittelt.

Du Buat, P. L. G. (1779): *Principes d'hydraulique*. Paris: Imprimerie de Monsieur.

Durst, F. (2006): *Grundlagen der Strömungsmechanik: Eine Einführung in die Theorie der Strömungen von Fluiden*. Berlin: Springer.

DWA (2014): *DWA-Themenheft - Flutpolder*. Hennef: Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V.

DWA (2015): *Merkbaltt DWA-M 522, Kleine Talsperren und kleine Hochwasserrückhaltebecken*. Hennef: Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V.

Emiroglu, M. E. und Ikinciogullari, E. (2016): ‚Determination of discharge capacity of rectangular side weirs using Schmidt approach', *Flow Measurement and Instrumentation*, 50, S. 158–168. doi: 10.1016/j.flowmeasinst.2016.06.021.

EU Richtlinie 2007/60/EG (2007): ‚Hochwasserrichtlinie – über die Bewertung und das Management von Hochwasserrisiken', *Europäisches Parlament und der Rat der Europäischen Union*. Verfügbar unter: https://eur-lex.europa.eu/LexUriServ/LexUriServ.do?uri=OJ:L:2007:288:0027:0034:de:PDF.

Ferziger, J. H. und Peric, M. (2008): *Numerische Strömungsmechanik*. 1. Auflage. Berlin: Springer.

Fischer, M. (2008): *Dissertation - Ungesteuerte und gesteuerte Retention entlang von Fließgewässern: Beurteilung der Wirksamkeit möglicher Maßnahmen unter Verwendung hydrodynamisch-numerischer Modellierung*, München: Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität München.

Flow Science, Inc. (2017a): *FLOW-3D® Solver-Version 11.2 [Computer Software]*. Santa Fe: Flow Science, Inc. Verfügbar unter: https://www.flow3d.de/flow3d-software/flow3d.html.

Flow Science, Inc. (2017b): *FLOW-3D® Users Manual - Version 11.2 [Computer Software]*. Santa Fe: Flow Science, Inc. Verfügbar unter: https://www.flow3d.com/wp-content/uploads/2019/03/FLOW-3D-v12-0-Install-Instructions.pdf.

Freimann, R. (2014): *Hydraulik für Bauingenieure – Grundlagen und Anwendungen*. 3. Auflage. München: Carl Hanser Verlag.

Geoconsult Wien ZT GmbH (unveröffentlicht): *Bericht - Gefahrenzonenplanung Mittlerer Inn 2013*. Innsbruck: Im Auftrag der Tiroler Landesregierung, Abteilung Wasserwirtschaft.

Giehl, S.; Skublics, D.; Scandroglio, R. und Rutschmann, P. (2017a): *Vertiefte Wirkungsanalyse zu: „Verzögerung und Abschätzung von Hochwasserwellen entlang der bayerischen Donau" - Schlussbericht, Teil 1*. München: Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität München.

Giehl, S.; Skublics, D.; Scandroglio, R. und Rutschmann, P. (2017b): *Vertiefte Wirkungsanalyse zu: „Verzögerung und Abschätzung von Hochwasserwellen entlang der bayerischen Donau" - Schlussbericht, Teil 2*. München: Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität München.

Göttle, A. (2007): ‚Flutpolder als Mittel des Hochwasserschutzes in Bayern', *Fachtagung Flutpolder - Hochwasserrückhaltebecken im Nebenschluss; Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität München*, 113, S. 7–14.

Hager, W. H. (1987): ‚Lateral Outflow Over Side Weirs', *Journal of Hydraulic Engineering*, 113(4), S. 491–504. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9429(1987)113:4(491).

Haider, S. (1994): *Dissertation - Der Beitrag von Vorlandüberflutungen zur Verformung von Hochwasserwellen*, Zürich: Eidgenössische Technische Hochschule Zürich.

Haider, S. (2014): ‚Retention in unseren Flüssen: Prozessbeschreibung und aktuelle Fragen', *Österreichische Wasser- und Abfallwirtschaft*, 66(1–2), S. 59–66. doi: 10.1007/s00506-013-0128-9.

Hartlieb, A. (2007): ‚Planungs- und Entscheidungshilfe für die Projektierung von Flutpoldern: Bemessung der Ein- und Auslaufbauwerke‘, *Fachtagung Flutpolder - Hochwasserrückhaltebecken im Nebenschluss; Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität München*, 113, S. 80–89.

Haselsteiner, R. (2007): ‚Geotechnische Bemessung der Dammbauwerke‘, *Fachtagung Flutpolder - Hochwasserrückhaltebecken im Nebenschluss; Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität München*, 113, S. 53–74.

Hirt, C. W. und Nichols, B. D. (1981): ‚Volume of fluid (VOF) method for the dynamics of free boundaries‘, *Journal of Computational Physics*, 39(1), S. 201–225. doi: 10.1016/0021-9991(81)90145-5.

Homagk, P. (1990): ‚Einsatz und Wirkung von Hochwasserrückhaltemaßnahmen am Oberrhein unter Beachtung ökologischer Aspekte‘, *Wasser und Boden*, 9, S. 582–600.

Homagk, P. (2007): ‚Hochwasserschutzkonzept mit gesteuerten und ungesteuerten Retentionsmaßnahmen am Oberrhein‘, *Fachtagung Flutpolder - Hochwasserrückhaltebecken im Nebenschluss; Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität München*, 113, S. 15–27.

Homagk, P. (1995): ‚Simulation des Hochwassergeschehens am Oberrhein‘, *Wasserbaumitteilungen der Technischen Hochschule Darmstadt*, 40, S. 35–48.

Homagk, P. und Bremicker, M. (2006): ‚Steuerungsstrategien für die Rückhaltemaßnahmen am Oberrhein‘, *Proceedings zum Kongress Wasser Berlin 2006*.

Huang, S.; Rauberg, J.; Apel, H. und Disse, M. (2007): ‚The effectiveness of polder systems on peak discharge capping of floods along the middle reaches of the Elbe River in Germany‘, *Hydrology and Earth System Sciences*, 11(4), S. 211–241. doi: 10.5194/hess-11-1391-2007.

Hydroconsult GmbH (unveröffentlicht): *Bericht – Gefahrenzonenplanung Unterer Inn 2012*. Innsbruck: Im Auftrag der Tiroler Landesregierung, Abteilung Wasserwirtschaft.

ICE (2015): *Floods and Reservoir Safety: An Engineering Guide*. Institution of Civil Engineers.

Jirka, G. H. und Lang, C. (2009): *Einführung in die Gerinnehydraulik*. Karlsruhe: Universitätsverlag Karlsruhe.

Klocke, R. (2007): ‚Retentionspotenzial an der Donau zwischen Neu-Ulm und Donauwörth aus der Sicht eines Wasserkraftanlagenbetreibers‘, *Fachtagung Flutpolder - Hochwasserrückhaltebecken im Nebenschluss; Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität München*, 113, S. 198–205.

Koehler, G.; Marenbach, B. und Schlößler, J. (1999): ‚Abflussdämpfung durch Retention', *Internationales Symposium „Extreme Naturereignisse und Wasserwirtschaft – Niederschlag und Abfluss"; Informationsbericht des Bayerischen Landesamt für Wasserwirtschaft*, 5(99), S. 211–224.

Kreiter, T. (2007): *Dissertation - Dezentrale und naturnahe Retentionsmaßnahmen als Beitrag zum Hochwasserschutz in mesoskaligen Einzugsgebieten der Mittelgebirge*, Trier: Universität Trier.

Launder, B. E. und Spalding, D. B. (1974): ‚The Numerical Computation of Turbulant Flows', *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 3(2), S. 269–289. doi: DOI: 10.1016/0045-7825(74)90029-2.

LfU (2014): *Hochwasserschutz Aktionsprogramm 2020plus - Bayerns Schutzstrategie, Ausweiten, Intensivieren, Beschleunigen*. München: Bayerisches Landesamt für Umwelt. Verfügbar unter: https://www.bestellen.bayern.de/application/eshop_app000007?SID=49520369&ACTIONxSESSxSHOWPIC(BILDxKEY:%27stmuv_wasser_002%27,BILDxCLASS:%27Artikel%27,BILDxTYPE:%27PDF%27).

LUBW (2007): *Arbeitshilfe zur DIN 19700 für Hochwasserrückhaltebecken*. Karlsruhe: Landesanstalt für Umwelt, Messungen und Naturschutz Baden - Württemberg. Verfügbar unter: https://www4.lubw.baden-wuerttemberg.de/servlet/is/33880/.

Lüke, E.; Vetsch, D. F.; Gerber, M. und Boes, R. (2016): ‚Wehrregulierung zur Dämpfung des Hochwasserscheitels am Beispiel der Wehranlage Langkampfen am Inn', *Wasserbau - Mehr als Bauen im Wasser, 18. Gemeinschafts-Symposium der Wasserbau-Institute TU München, TU Graz und ETH Zürich; Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft*, 134, S. 167–176.

Mahnken, R. (2012): *Lehrbuch der Technischen Mechanik - Statik*. Berlin: Springer-Verlag Berlin Heidelberg. doi: 10.1007/978-3-642-21711-1.

Malcherek, A. (2008): *Hydromechanik für Bauingenieure - Vorlesungskript, Institut für Wasserwesen*. Neubiberg: Eigenverlag der Universität der Bundeswehr München.

Malcherek, A. (2004): *Numerische Methoden der Strömungsmechanik - Vorlesungsskript - Version 5.6*. Hamburg: Bundesanstalt für Wasserbau.

Martin, H. und Pohl, R. (2015): *Technische Hydromechanik 4 - Hydraulische und numerische Modelle*. 3. Auflage. Berlin: Beuth Verlag GmbH.

May, R. W. P.; Bromwich, B. C.; Gasowski, Y. und Rickard, C. E. (2003): *Hydraulic design of side weirs*. 1. Auflage. London: Thomas Telford.

Mohammed, A. Y. (2015): ‚Numerical analysis of flow over side weir', *Journal of King Saud University - Engineering Sciences*, 27(1), S. 37–42. doi: 10.1016/j.jksues.2013.03.004.

Musall, M. (2011): *Dissertation - Mehrdimensionale hydrodynamisch-numerische Modelle im praxisorientierten und operationellen Einsatz*, Karlsruher Institut für Technologie.

Naef, F. und Thoma, C. (2002): *Tafel 5.9 - Dämpfung von Hochwasserspitzen in Fliessgewässern*. Hydrologischer Atlas der Schweiz. Verfügbar unter: https://hydrologischeratlas.ch/produkte/druckausgabe/fliessgewasser-und-seen/tafel-5-9.

Namaee, M. R.; Jalaledini, M. S.; Habibi, M.; Yazdi, S. R. S. und Azar, M. G. (2013): ‚Discharge coefficient of a broad crested side weir in an earthen channel', *Water Science and Technology: Water Supply*, 13(1), S. 166–177. doi: 10.2166/ws.2012.081.

Nujic (2019a): *HYDRO_AS-2D Benutzerhandbuch [Computer Software]*. Aachen: Hydrotec Ingenieurgesellschaft für Wasser und Umwelt mbH - Ingenieurbüro Dr. Nujić.

Nujic (2019b): *HYDRO_AS-2D Solver - Version 5.1.9 [Computer Software]*. Aachen: Hydrotec Ingenieurgesellschaft für Wasser und Umwelt mbH - Ingenieurbüro Dr. Nujić.

Oertel, M.; Carvalho, R. F. und Janssen, R. H. A. (2011): ‚Flow over a rectangular side weir in an open channel and resulting discharge coefficients', *34. International Association for Hydro-Environment Engineering and Research (IAHR) World Congress*.

Paris, E.; Solari, L. und Bechi, G. (2012): ‚Applicability of the De Marchi Hypothesis for Side Weir Flow in the Case of Movable Beds', *Journal of Hydraulic Engineering*, 138(7), S. 653–656. doi: 10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0000566.

Park, M.-H. und Rhee, D. S. (2010): ‚Development of Discharge Formula for Broad Crested Side Weir', *Journal of Korea Water Resources Association*, 43(6), S. 525–531. doi: 10.3741/JKWRA.2010.43.6.525.

Patterson, C.; Rosenberg, T. und Warren, A. (2016): *Design, operation and adaptation of reservoirs for flood storage*. Bristol: Environment Agency - United Kingdom. Verfügbar unter: https://www.gov.uk/government/uploads/system/uploads/attachment_data/file/570537/Design__operation_and_adaptation_of_reservoirs_for_flood_storage_-_report.pdf.

Ranga Raju, K. G.; Gupta, S. K. und Prasad, B. (1979): ‚Side Weir in Rectangular Channel', *Journal of the Hydraulics Division*, 105(5), S. 547–554.

Reservoirs Act (1975): *Public General Acts*. London: Legislation United Kingdom. Verfügbar unter: http://www.legislation.gov.uk/ukpga/1975/23.

Rieger, W. (2012): *Dissertation - Prozessorientierte Modellierung dezentraler Hochwasserschutzmaßnahmen*, München: Universität der Bundeswehr München.

Rieger, W. und Disse, M. (2010): ‚Dezentraler Hochwasserschutz als Baustein moderner Hochwasserschutzstrategien', *Institutskolloquium des Instituts für Wasserwesen, Universität der Bundeswehr München*.

Rimböck, A.; Schmid, M. und Kreim, C. (2016): ‚„Erweitertes Rückhaltekonzept" = „Erweiterter Hochwasserschutz"?', *Fachtagung Flutpolder - Hochwasserrückhaltebecken im Nebenschluss; Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität München*, S. 616–624.

Roger, S. (2011): *Dissertation - Hybride Modellierung deichbruchinduzierter Strömungen für ein idealisiertes Breschennahfeld an Fließgewässern*, Aachen: Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen.

Rosier, B. (2007): *Dissertation – Prediction of Interaction of side weir overflow with bedload transport and bed morphology in a channel*, Lausanne: Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.

Scheuerlein, H. (1984): *Die Waserentnahnme aus geschiebeführenden Flüssen*. Berlin: Ernst & Sohn, Verlag für Architektur und Technische Wissenschaften.

Schmid, M. (2007): ‚Retentionsvermögen der geplanten Flutpolder Riedensheim und Katzau an der Donau', *Fachtagung Flutpolder - Hochwasserrückhaltebecken im Nebenschluss; Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität München*, 113, S. 140–145.

Schmidt, M. (1957): *Gerinnehydraulik*. Wiesbaden: Bauverlag.

Schmidt, M. (1954a): ‚Zur Berechnung des Abflusses über Streichwehre', *Die Wasserwirtschaft*.

Schmidt, M. (1954b): ‚Zur Frage des Abflusses über Streichwehre: Eine kritische Betrachtung der bekanntesten Berechnungsverfahren und Versuche im Zusammenhang mit eigenen Versuchen', *Technische Universität Charlottenburg Berlin*.

Schöberl, F. (2003): ‚Hochwasserschutz durch Hochwasserrückhalt', *Innsbrucker Bericht*, 7.

SCIETEC Flussmanagement GmbH und IWHW - Universität für Bodenkultur (2010): *Endbericht - Retentionsraumanalysen an der österreichischen Donau im Zusammenhang mit der EU-Hochwasserrichtlinie*. Wien: Im Auftrag von BMVIT, Land Niederösterreich, Stadt Wien und Land Oberösterreich.

Seibert, S. P.; Skublics, D. und Ehret, U. (2014): ‚The potential of coordinated reservoir operation for flood mitigation in large basins – A case study on the Bavarian Danube using coupled hydrological–hydrodynamic models', *Journal of Hydrology*, 517, S. 1128–1144. doi: 10.1016/j.jhydrol.2014.06.048.

Shariq, A.; Hussain, A. und Ansari, M. A. (2018): ‚Lateral flow through the sharp crested side rectangular weirs in open channels', *Flow Measurement and Instrumentation*, 59, S. 8–17. doi: 10.1016/j.flowmeasinst.2017.11.007.

Singh, R.; Manivannan, D. und Satyanarayana, T. (1994): ‚Discharge Coefficient of Rectangular Side Weirs', *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 120(4), S. 814–819. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9437(1994)120:4(814).

Skublics, D.; Blöschl, G. und Rutschmann, P. (2016): ‚Effect of river training on flood retention of the Bavarian Danube', *Journal of Hydrology and Hydromechanics*, 64(4), S. 349–356. doi: 10.1515/johh-2016-0035.

SPSS (2016): *IBM SPSS Statistics for Windows, Version 24.0 [Computer Software]*. Armonk, New York: IBM Corp.

Strobl, T. und Fischer, M. (2008): ‚Einsatz von gesteuerten Flutpoldern zur Entlastung bei extremen Hochwasserereignissen‘, *Gesellschaft für Geodäsie, Geoinformation und Landmanagement - DVW e.V.*, (3), S. 12.

Strobl, T.; Fischer, M. und Zunic, F. (2007): ‚Vergleichende Betrachtung von Rückhaltebauwerken - Wie tragen Talsperren und Flutpolder zum Hochwasserschutz bei?‘, *Fachtagung Flutpolder - Hochwasserrückhaltebecken im Nebenschluss; Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität München*, 113, S. 206–219.

Strobl, T.; Haimerl, G. und Huber, R. (2003): ‚Neue Bemessungshochwasser – Gründe und Konsequenzen, Wasserkraft im Wettbewerb‘, *Symposium der Arbeitsgemeinschaft Alpine Wasserkraft*.

Strobl, T.; Schindler, M. und Brückner, K. (2004): *Planungs- und Entscheidungshilfe für die Projektierung von Flutpoldern*. München: Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität München.

Subramanya, K. und Awasthy, S. C. (1972): ‚Spatially Varied Flow over Side-Weirs‘, *Journal of the Hydraulics Division*, 98(1), S. 1–10.

TMUEN (2005): *ThürTA-Stau - Thüringer Technische Anleitung Stauanlagen*. Erfurt: Thüringer Ministerium für Landwirtschaft, Naturschutz und Umwelt. Verfügbar unter: https://www.db-thueringen.de/receive/dbt_mods_00020638.

Vogelbacher, A. (2007): ‚Unsicherheiten bei der Abflussvorhersage‘, *Fachtagung Flutpolder - Hochwasserrückhaltebecken im Nebenschluss; Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität München*, 113, S. 53–74.

WBFG (1985): *Bundesgesetzblatt – Wasserbautenförderungsgesetz 1985, Fassung 2019,*. Wien: Republik Österreich. Verfügbar unter: https://www.ris.bka.gv.at/GeltendeFassung.wxe?Abfrage=Bundesnormen&Gesetzesnummer=10010472 (abgerufen: 28.11.2019).

WRG (1959): *Bundesgesetzblatt – Wasserrechtsgesetz 1959, Fassung 2018,*. Wien: Republik Österreich. Verfügbar unter: https://www.ris.bka.gv.at/GeltendeFassung.wxe?Abfrage=Bundesnormen&Gesetzesnummer=10010290 (abgerufen: 28.11.2019).

WWA-Ingolstadt (2014): *Planfeststellungsbeschluss Flutpolder Riedensheim*. Wasserwirtschaftsamt Ingolstadt.

WWA-Rosenheim (2013): *Hochwasserrückhaltebecken Feldolling – Zweck, Betrieb, Bemessung und Funktionsweise*. Wasserwirtschaftsamt Rosenheim. Verfügbar unter: http://www.wwa-ro.bayern.de/hochwasser/hochwasserschutzprojekte/mangfalltal/doc/hrb_feldolling/funktion_hrb_feldolling.pdf.

Zanke, U. (2013): *Hydraulik für den Wasserbau*. 3. Auflage. Berlin Heidelberg: Springer Vieweg.

Zanker, K. (2007): ‚Hochwasserrückhaltebecken Feldolling - Konzept, Planung und Umsetzung', *Fachtagung Flutpolder - Hochwasserrückhaltebecken im Nebenschluss; Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität München*, 113, S. 184–190.

Appendix – Auswertung Abflusskoeffizient

Einfluss der Wehrbreite

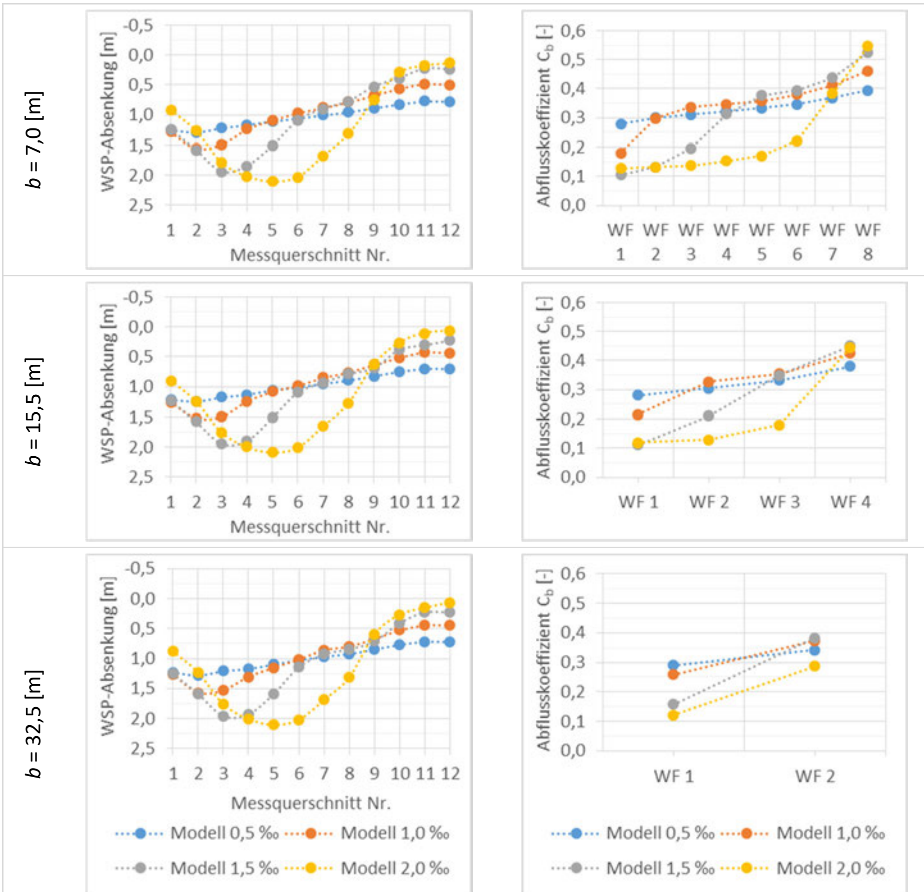


Abbildung 0-1: Einfluss der lichten Wehrbreite b auf die Wasserspiegelabsenkung entlang der Wehranlage sowie auf den Abflusskoeffizienten der einzelnen Wehrfelder in der Konfiguration „8 Wehrfelder geöffnet" für ein Sohlgefälle I_s von 0,5 bis 2,0 ‰

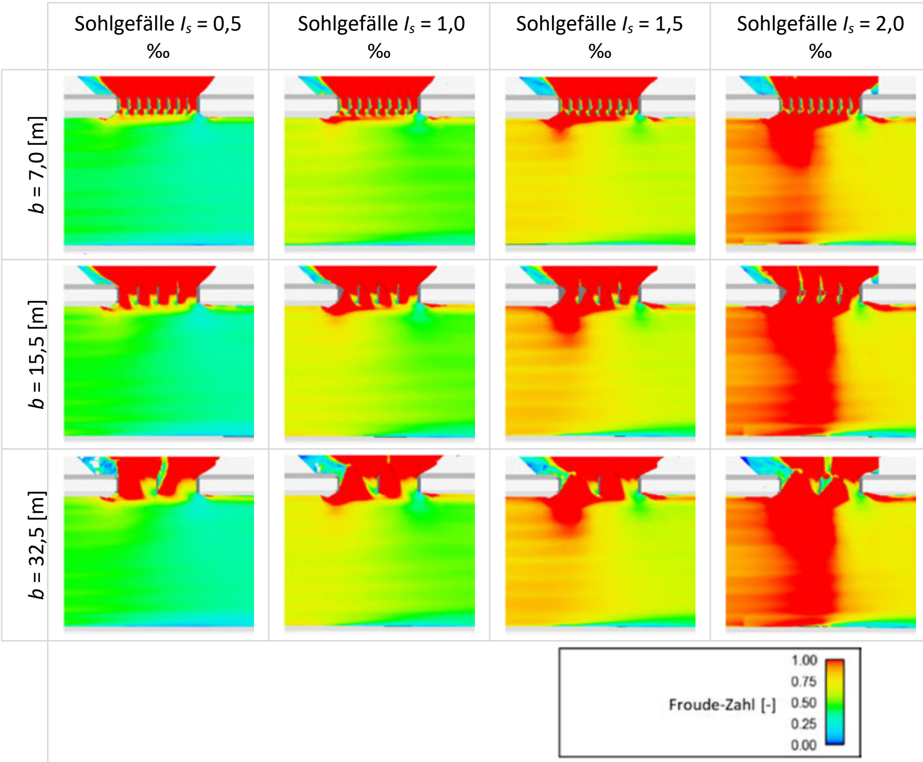


Abbildung 0-2: Darstellung der Froude-Zahl im Nahbereich der Wehranlage in Abhängigkeit der lichten Wehrfeldbreite b und dem Sohlgefälle I_s in der Konfiguration „8 Wehrfelder geöffnet“

Einfluss WSP-Breite im Gerinne

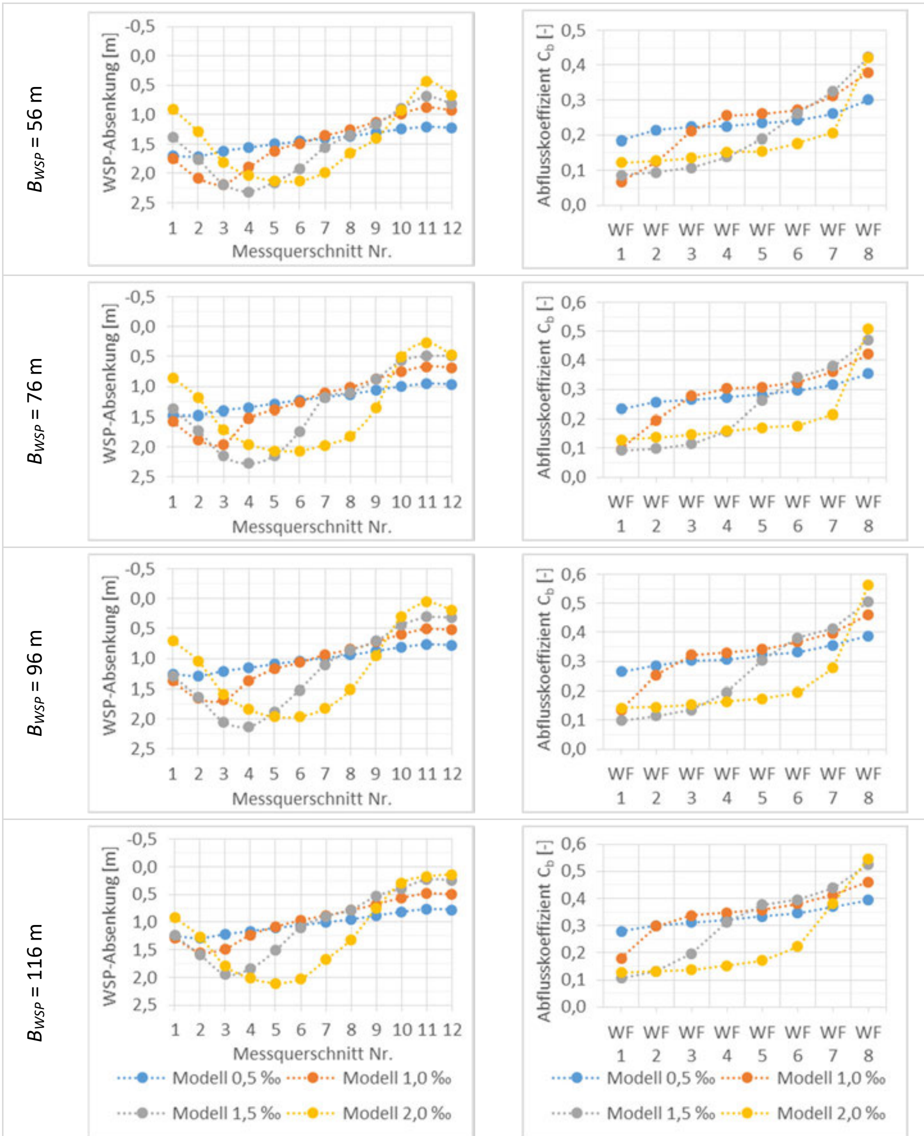


Abbildung 0-3: Einfluss der WSP-Breite im Gerinne B_{WSP} auf die Wasserspiegelabsenkung entlang der Wehranlage sowie auf den Abflusskoeffizienten der einzelnen Wehrfelder in der Konfiguration „8 Wehrfelder geöffnet" für ein Sohlgefälle I_s von 0,5 bis 2,0 ‰

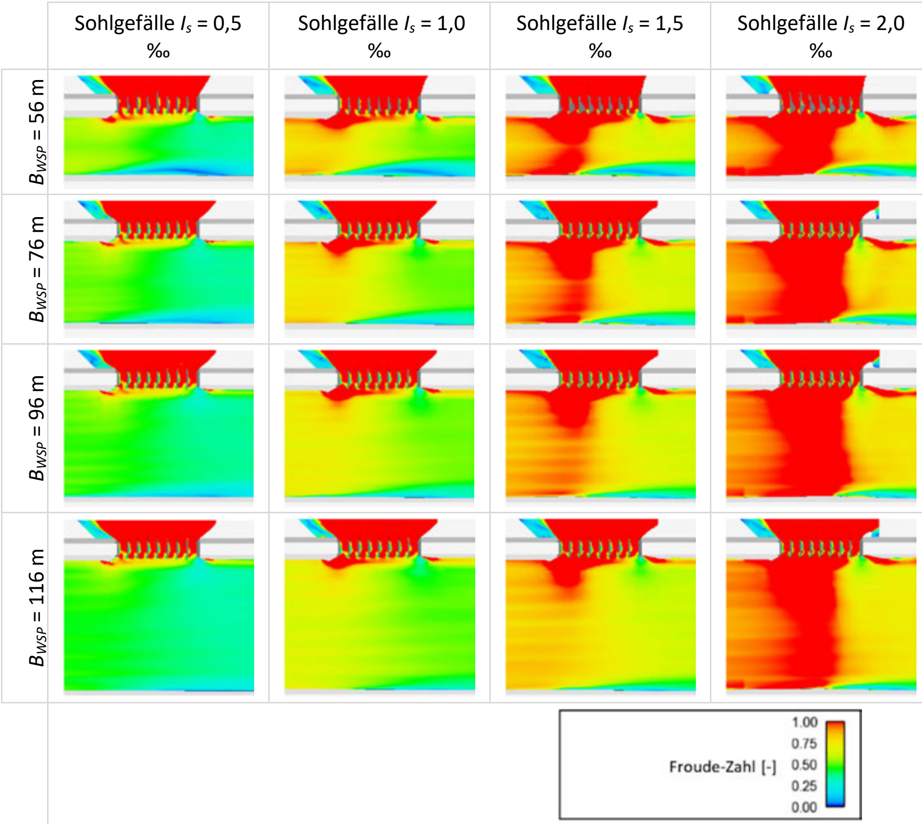


Abbildung 0-4: Darstellung der Froude-Zahl im Nahbereich der Wehranlage in Abhängigkeit der WSP-Breite im Greinne B_{WPS} und dem Sohlgefälle I_s in der Konfiguration „8 Wehrfelder geöffnet“

Einfluss des Verhältnisses aus Wehrhöhe zur Fließtiefe

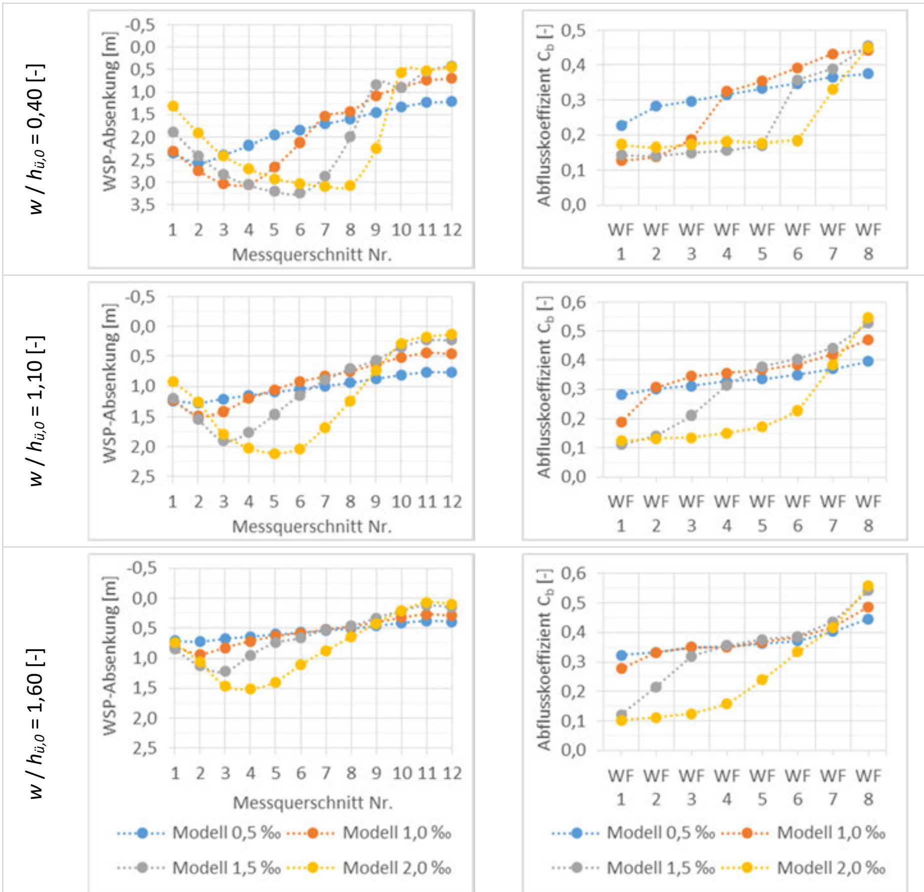


Abbildung 0-5: Einfluss des Verhältnisses aus Wehrhöhe w und Fließtiefe $h_{ü,0}$ auf die Wasserspiegelabsenkung entlang der Wehranlage sowie auf den Abflusskoeffizienten der einzelnen Wehrfelder in der Konfiguration „8 Wehrfelder geöffnet“ für ein Sohlgefälle I_s von 0,5 bis 2,0 ‰

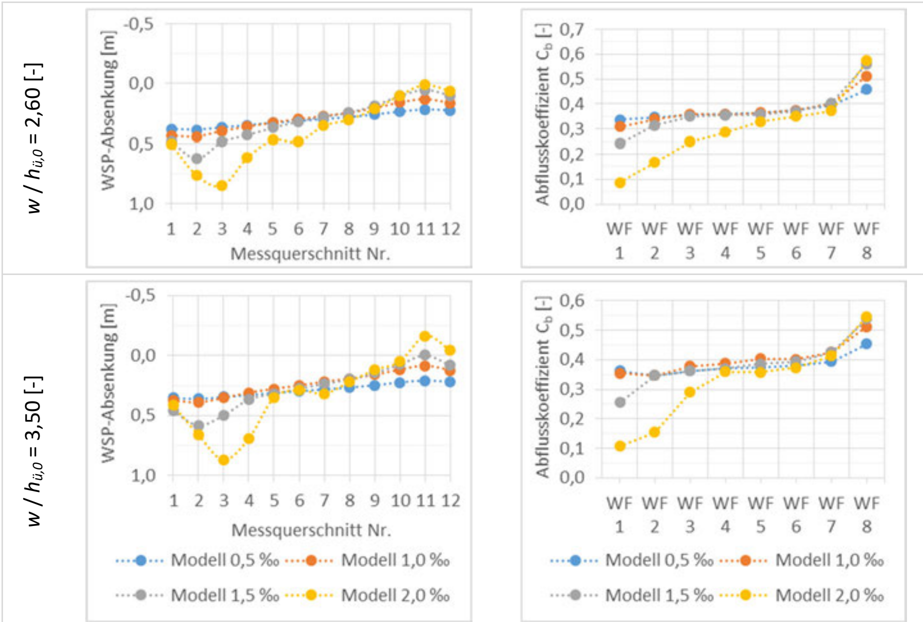


Abbildung 0-6: Einfluss des Verhältnisses aus Wehrhöhe w und Fließtiefe $h_{ü,0}$ auf die Wasserspiegelabsenkung entlang der Wehranlage sowie auf den Abflusskoeffizienten der einzelnen Wehrfelder in der Konfiguration „8 Wehrfelder geöffnet“ für ein Sohlgefälle I_s von 0,5 bis 2,0 ‰

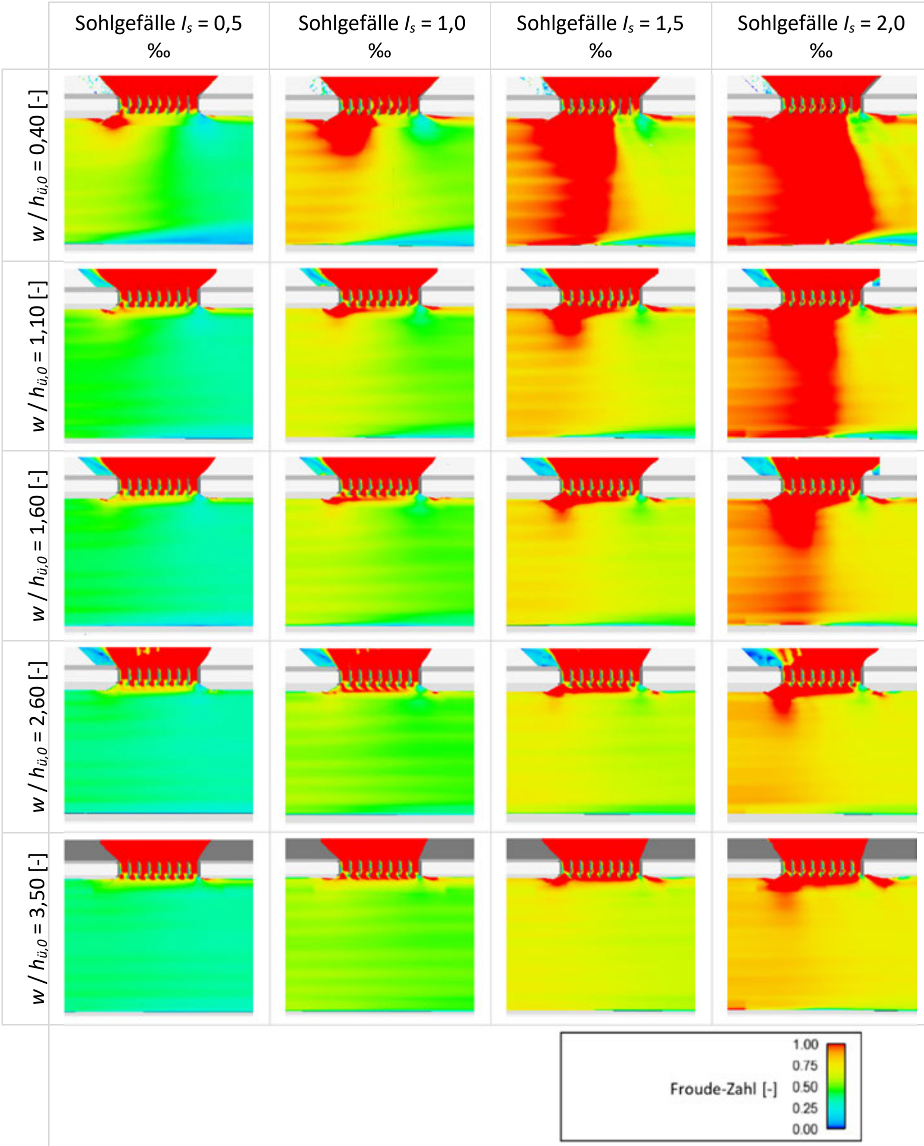


Abbildung 0-7: Darstellung der Froude-Zahl im Nahbereich der Wehranlage in Abhängigkeit des Verhältnisses aus Wehrhöhe w und Fließtiefe $h_{ü,0}$ und dem Sohlgefälle I_s in der Konfiguration „8 Wehrfelder geöffnet“

Einfluss der Anzahl der geöffneten WF

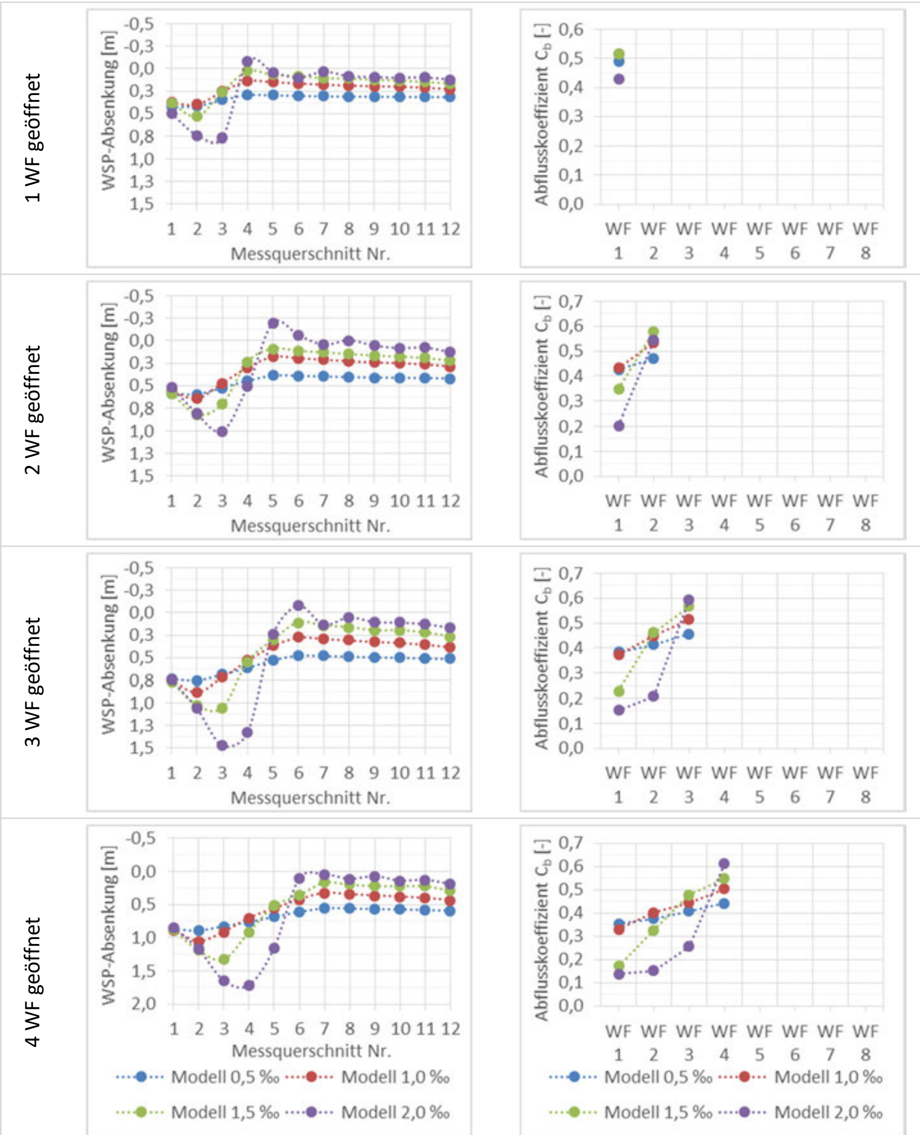


Abbildung 0-8: Einfluss der Anzahl geöffneter WF (1-4) auf die Wasserspiegelabsenkung entlang der Wehranlage sowie auf den Abflusskoeffizienten der einzelnen Wehrfelder für einer Wehranlage mit insgesamt 8 WF und ein Sohlgefälle I_s von 0,5 bis 2,0 ‰

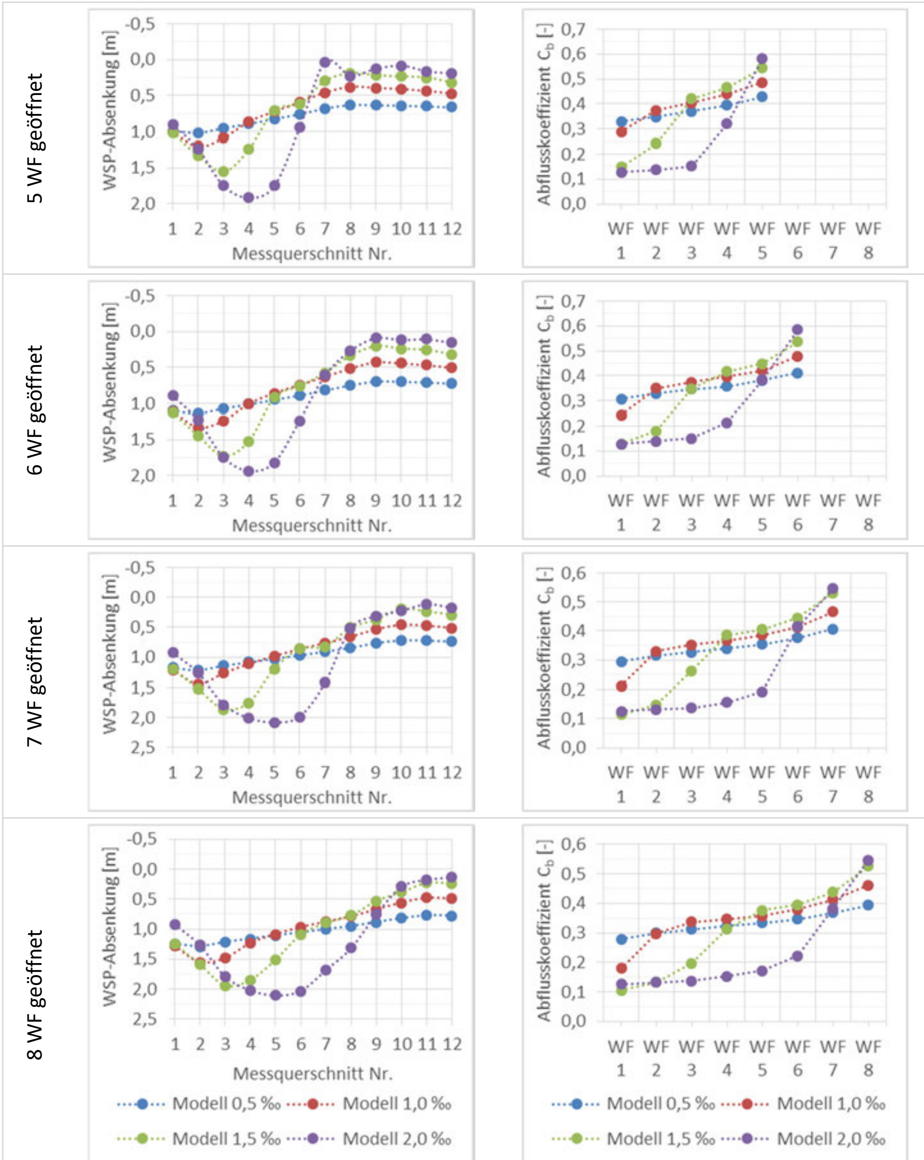


Abbildung 0-9: Einfluss der Anzahl geöffneter WF (5-8) auf die Wasserspiegelabsenkung entlang der Wehranlage sowie auf den Abflusskoeffizienten der einzelnen Wehrfelder für einer Wehranlage mit insgesamt 8 WF und ein Sohlgefälle I_s von 0,5 bis 2,0 ‰

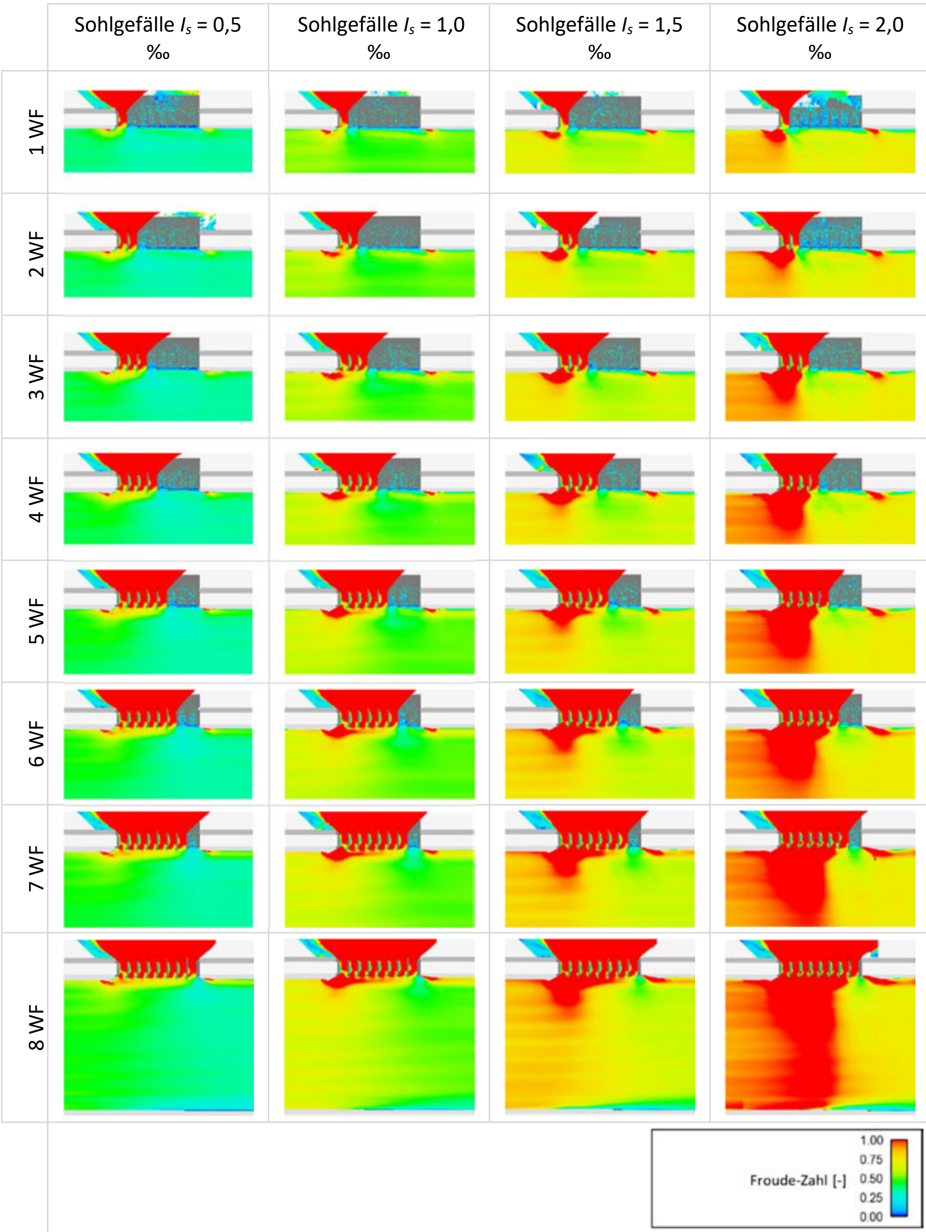


Abbildung 0-10: Darstellung der Froude-Zahl im Nahbereich der Wehranlage mit insgesamt 8 Wehrfeldern in Abhängigkeit der Anzahl geöffneter Wehrfelder und dem Sohlgefälle I_s

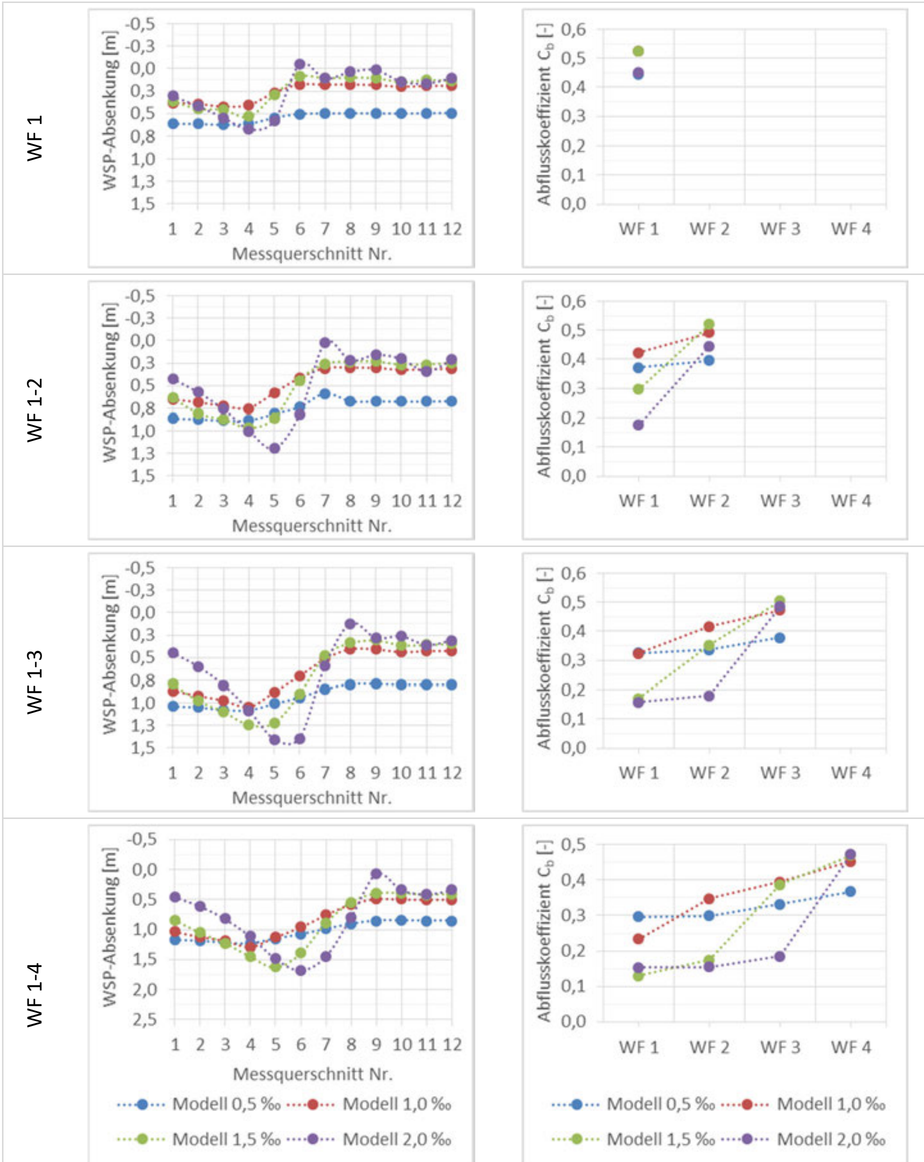


Abbildung 0-11: Einfluss der Anzahl geöffneter WF (1-4) auf die Wasserspiegelabsenkung entlang der Wehranlage sowie auf den Abflusskoeffizienten der einzelnen Wehrfelder für einer Wehranlage mit insgesamt 4 WF und einem Sohlgefälle I_s von 0,5 bis 2,0 ‰

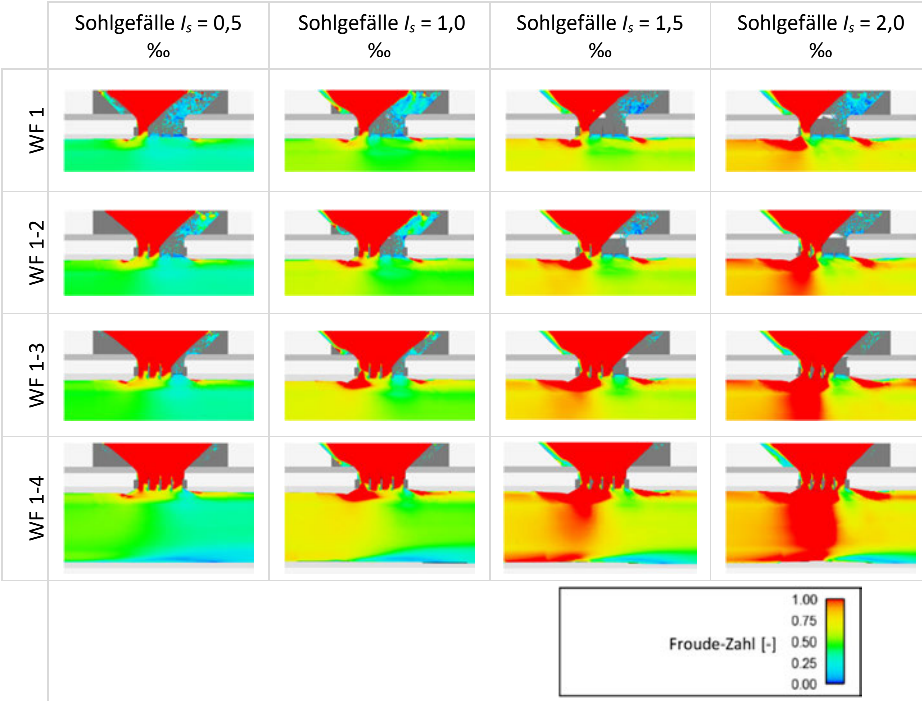


Abbildung 0-12: Darstellung der Froude-Zahl im Nahbereich der Wehranlage mit insgesamt 4 Wehrfeldern in Abhängigkeit der Anzahl geöffneter Wehrfelder und dem Sohlgefälle I_s

Einfluss der Fließtiefe im Unterwasser

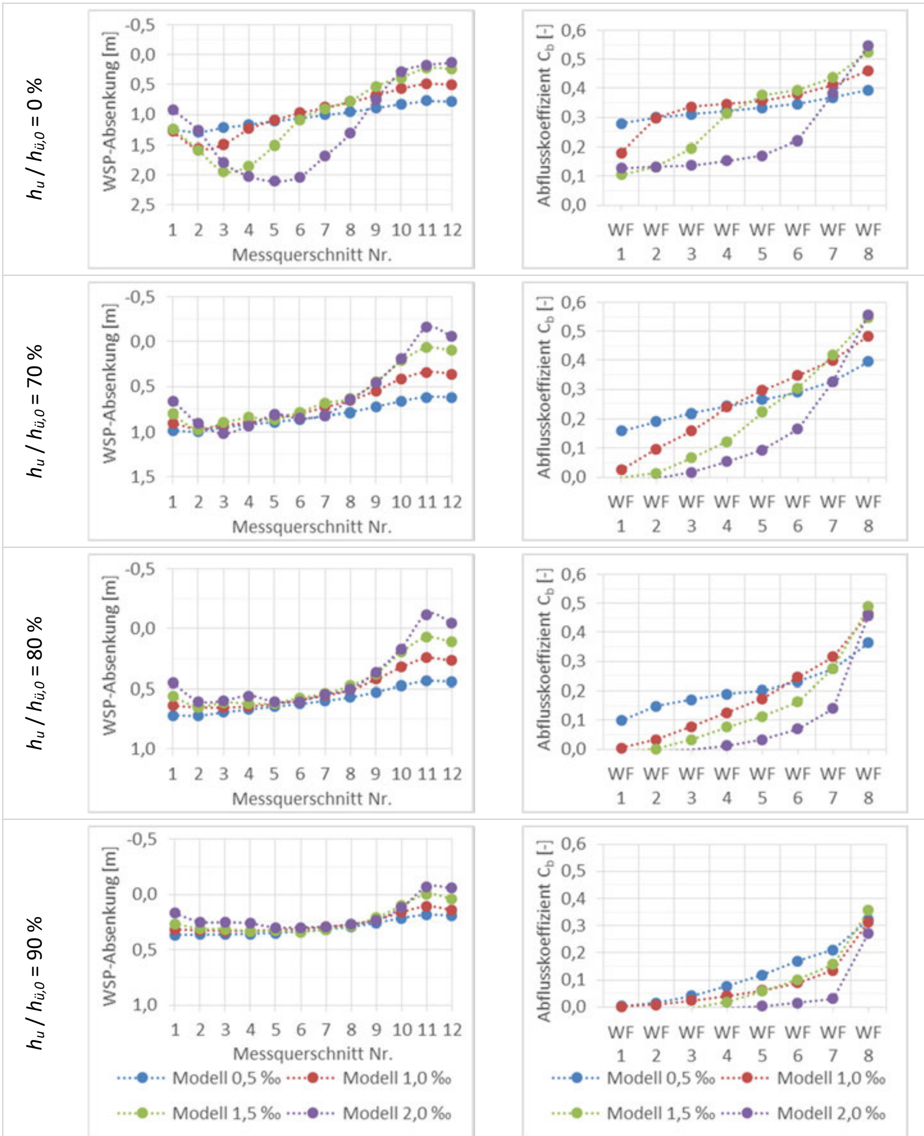


Abbildung 0-13: Einfluss des Verhältnisses aus Fließtiefe im Unterwasser h_u und Fließtiefe $h_{ü,0}$ auf die Wasserspiegelabsenkung entlang der Wehranlage sowie auf den Abflusskoeffizienten der einzelnen Wehrfelder in der Konfiguration „8 Wehrfelder geöffnet" für ein Sohlgefälle I_s von 0,5 bis 2,0 ‰

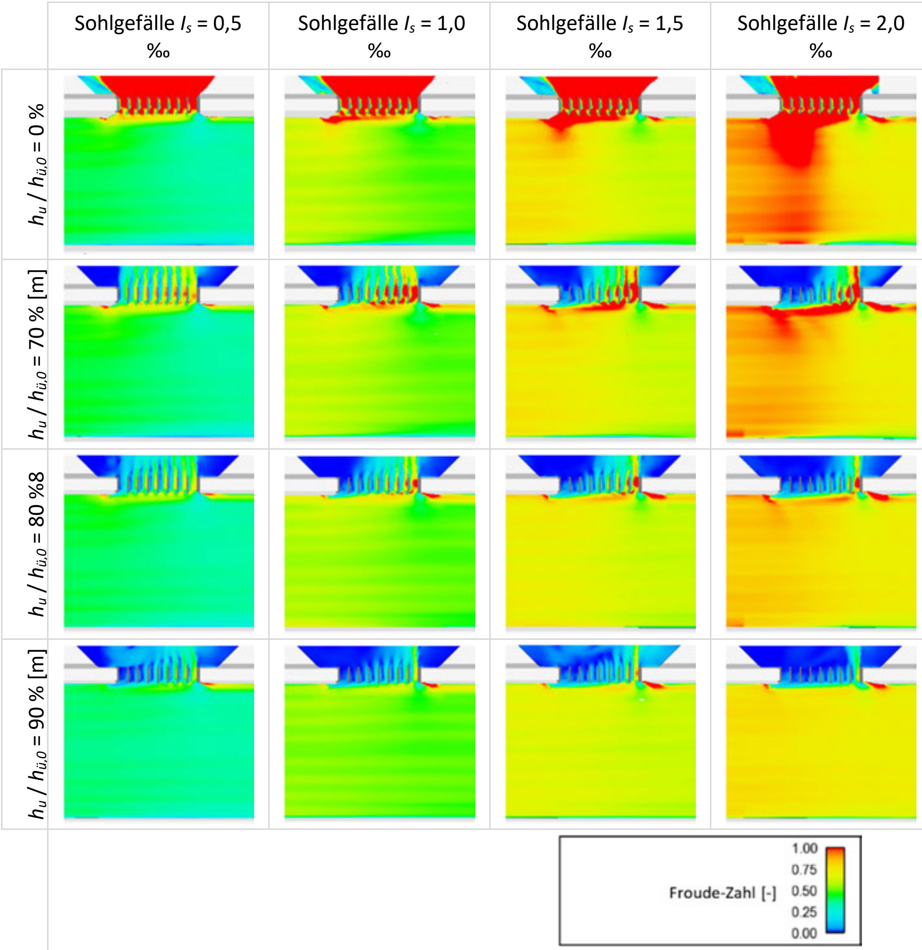


Abbildung 0-14: Darstellung der Froude-Zahl im Nahbereich der Wehranlage in Abhängigkeit des Verhältnisses aus Fließtiefe im Unterwasser h_u und Fließtiefe $h_{ü,0}$ und dem Sohlgefälle I_s in der Konfiguration „8 Wehrfelder geöffnet“

universität innsbruck

Institut für Infrastruktur

Arbeitsbereich Umwelttechnik
Technikerstraße 13
A - 6020 Innsbruck
www.uibk.ac.at/umwelttechnik

Arbeitsbereich Wasserbau
Technikerstraße 13
A - 6020 Innsbruck
www.uibk.ac.at/wasserbau

ISBN 978-3-99106-093-2